

Title	広域地下水の開発と規制に関する研究：とくに地層構成と地下水位変動に関して(Dissertation_全文)
Author(s)	河野, 伊一郎
Citation	Kyoto University (京都大学)
Issue Date	1971-03-23
URL	http://dx.doi.org/10.14989/doctor.r1771
Right	
Type	Thesis or Dissertation
Textversion	author

広域地下水の開発と規制に関する研究

—— とくに地層構成と地下水位変動に関して ——

河 野 伊 一 郎

昭和45年7月

正 誤 表

頁	行,図式	誤	正
13	(2・5)	$H = a(x) \cdot \frac{1}{x}$	$H = a(x) \cdot \frac{1}{k}$
15	下 1	明らかなように地下水流に	明らかなように,基点に較べて地下水流に
21	上 3	2・2	2・4・3
23	(2・21)	$F_{j+1} - f_j =$	$f_{j+1} - f_j =$
48	下 7	H, b, β など	H, β など
90	上 11	地域地下水	広域地下水
94	下 15	一般に山地部における ……研究が必要である。	(削 除)
112	上 12	Gauss - Siedal	Gauss - Seidal
114	上 1	方向が	2 方向が
132	(3・42)	$\Delta S_p = \frac{2.3}{2\pi k_a} H_0$	$\Delta S_p = \frac{2.3}{2\pi k_a H_0}$
137	上 4	0.01 m (m/d)	0.01 (m/d)
158	下 7	同じ岩石,	同じ岩石でも
182	表 3・7	ρ/k_a	$(\rho/k)_a$
189	上 12	観 念	概 念
208	下 4	$\Delta\phi = \phi - Ix, \Delta\phi = \phi + Ix$	$\Delta\phi = \phi - Iz, \Delta\phi = \phi + Iz$
239	図 4・40	$n = 7/9$	$n = 8/9$
257	上 3	オフシログラフ	オッシログラフ
320	表 4・26	$k_a H$	$k_a H$

広域地下水の開発と規制に関する研究

—— とくに地層構成と地下水位変動に関して ——

河 野 伊 一 郎

は し が き

近年、わが国における産業の発展にはめざましいものがあり、それに伴って工業用水の需要量が急激に伸び、また人口の都市集中と生活水準の向上によって都市用水の需要も極度に増大している。

これらの用水確保を河川等の地表水のみに求めることが慣行水利権等の問題もからんで次第に難しくなり、一方、強力な揚水ポンプが開発されると必然的に地下水開発がおしすすめられ、とくに工業地帯では地下水の揚水が無計画、無秩序に、かつ局所に集中して行なわれるようになった。その結果、単に地下水位の低下にとどまらず、地下水の塩水化、井戸の涸渇などのへい害を生じ、とくに東京、大阪をはじめ臨海工業地帯では地盤沈下という最悪の事態を誘発せしめるに到っている。

このような地下水の過剰揚水の問題ばかりでなく湖沼や貯水池ではより高度の利水を図るため利用水深の拡大が必要となり、それに伴って周辺の地下水位の低下や過度の上昇を引き起したり、また土木、建築工事においては地下水面以下の掘削現場における揚水や湧水とそれに伴う周辺の地下水位低下など、ますます問題は深刻化しており、その対策を樹立することが重要かつ緊急を要する問題となっている。

これらに対して問題解決のための方策は決して十分ではなく試行錯誤の範ちゅうを出ないといわざるを得ないのが実情である。1956年には「工業用水法」が制定されて地盤沈下がとくに著しい地域で揚水制限がなされた。

しかしその後も工業用水の他にビルの冷房用水として大量の地下水が揚水されるにいたり、工業用水のくみ上げの規制に加えて冷房用地下水のくみ上げの規制をも実施することが必要となり、工業用水法の一部を改正して、1962年に「建築物用地下水の採取の規制に関する法律」が制定された。これらの規制によって一応、地盤沈下防止の目的を達しつつある。しかしこれで合理的な地下水の利用法、十分な規制方法が確立されたわけでは決してない。また、1959年には国土調査法にもとづいて「地下水調査準則」が制定され、地下水調査の項目とその内容が示されているが頻出している地下水問題を抜本的に解決するための指針を示したものではなく、あくまで調査作業の一般的解説であって、調査結果の解釈については経験者の判断にたよるほかはないという感じを強く受ける。

地下水に関する研究は、現在最も遅れている学問分野の一つであるといわれているが、とくに広域にわたって連続して分布する、いわゆる広域地下水にあっては、定量的に取り扱った研究は国内国外をとわず極めて少ないといわざるを得ない。その原因は、地下水に関する学問が、土質工学、地質学、水理学、水文学、気象学、その他多分野にわたる研究が総括されなければならないことは

いうまでもないが、とくに地下水の媒体である帯水層の土質、地質構成の把握、すなわち地盤の透水性の調査が技術的にも経済的にも極めて困難であるということが最大の原因であると考えられる。しかし急増する地下水需要に対する将来計画を立てるに当って、開発可能量の算定、有害な地下水位低下の防止、あるいは地下掘削に伴う湧水対策、さらには積極的な地下水規制と意欲的な地下水開発の推進など、いずれをとりあげてもまず広域地下水の取扱い方法のあり方が明らかにされねばならない。このような実情にかんがみ著者は広域の透水性をいかに把握すべきかという土質工学的な立場から、広域地下水のとくに水位変動に焦点を合わせながら、一連の研究を行ってきた。

地層構成の複雑さからくる地盤の透水性の把握という難問題に対して、従来の透水係数、透水層厚さに代るものとして透水容量ともいうべき概念「準深」の考え方を新たに導入することを提案した。さらに、差分式による数値解法を最大限に利用して地下水位変動の解析、地下水開発量の算定などへの適用を試み、広域地下水の挙動を巨視的に把握する方法論を組み立て、併せて地下水位変動の基本的な性状の解明に努めた。

本著は、これらの研究を方法論的にとりまとめたものであるが、これらの各論は実際の地下水調査に適用しうることが望ましく、そうした意味から著者がこれまで実施してきた地下水調査のうちから代表的なものを応用例として示している。

目 次

は し が き

第 1 章 緒 論	1
(1) 地下水概説	1
(2) 地下水利用とその問題点	2
(3) 地下水調査とその問題点	5
(4) 本研究の概要	7
参 考 文 献	9
第 2 章 湖水面などの変化に起因する地下水位変動	11
2・1 概 説	11
2・2 準深の定義	11
2・2・1 準 1 次元地下水流における準深	11
2・2・2 準深の算定方法	13
2・2・3 準深の意義	14
2・3 定常地下水流の水位変化の解析方法	18
2・3・1 基礎式の誘導	18
2・3・2 解析の順序	21
2・3・3 階差区分のとり方	23
2・3・4 解 析 例	25
2・3・5 考 察	30
2・3・6 解析方法の特徴	34
2・4 定常地下水流の水位変化	35
2・4・1 準深の値と水位変化量	35
2・4・2 被圧地下水の水位変化	40
2・4・3 地下水位と地下水位変化量の相関	43
2・5 非定常地下水流の水位変動の解析方法	45
2・5・1 基礎式の誘導	45

2・5・2	差分のとり方	47
2・5・3	境界条件の設定	50
2・5・4	解析例	50
2・5・5	考察	54
2・6	非定常地下水流の水位変動	57
2・6・1	水位変動伝播の一般的性状	57
2・6・2	自由、被圧地下水の重合構造と水位変動	61
2・6・3	2層構造地盤での地下水位変動	61
2・7	湖水面などの変化に起因する地下水位変動の調査例	77
2・7・1	調査の目的	77
2・7・2	びわ湖総合開発計画の概要	78
2・7・3	土質、地質構成	80
2・7・4	地下水性状	84
2・7・5	地下水位変動の解析	85
2・7・6	結 語	88
	参 考 文 献	90
第 3 章	地下水開発とそれに伴う地下水位変動	92
3・1	概 説	92
3・2	準2次元地下水流における準深	96
3・2・1	準深の定義	96
3・2・2	準深の算定方法	96
3・2・3	準深の適用範囲	97
3・3	地下水位等高線図の利用	98
3・3・1	地下水位等高線図	98
3・3・2	流線網の作成	98
3・3・3	地下水位等高線図と準深	101
3・3・4	準深と地下水かん養量の推定	102
3・3・5	台地の地下水と準深	103
3・4	定常地下水流としての解析	109
3・4・1	基礎式の誘導	109

3・4・2	解析の順序	111
3・4・3	境界条件の設定方法	113
3・4・4	モデルによる解析と考察	115
3・5	非定常地下水流としての解析	123
3・5・1	基礎式の誘導	124
3・5・2	差分のとり方	125
3・5・3	境界条件の設定方法	125
3・5・4	モデルによる解析と考察	127
3・5・5	一様な地下水かん養のある地域での揚水	136
3・5・6	透水性の異なる2領域にまたがる地下水位変動	142
3・5・7	2層構造地盤での地下水位変動	145
3・5・8	応用例	149
3・6	地下水開発のための調査例	153
3・6・1	調査の目的	153
3・6・2	土質、地質構成	153
3・6・3	電気探査による調査	158
3・6・4	地下水の性状	165
3・6・5	定常地下水流としての解析	176
3・6・6	地下水位低下影響圏の解析	178
3・6・7	非定常地下水流としての解析	183
3・6・8	現在と将来の水利用	190
3・6・9	結 語	192
	参 考 文 献	192
第4章	地下止水壁による地下水規制	194
4・1	概 説	194
4・2	地中ダムによる地下水規制の構想	194
4・2・1	地中ダムの意味	194
4・2・2	地中ダムの形態	195
4・2・3	地中ダムと水収支	196
4・2・4	地中ダムの施工	197

4.3 定常地下水流としての規制効果	198
4.3.1 被圧地下水帯中の止水壁の効果	198
4.3.2 自由地下水帯中の止水壁の効果	211
4.4 非定常地下水流としての規制効果	212
4.4.1 解析方法	212
4.4.2 モデルでの解析例	215
4.4.3 地層構成と地下水貯留	219
4.5 細管網モデルによる実験的検討	227
4.5.1 地下水流の解法と細管網モデル	227
4.5.2 細管網モデルの特徴	228
4.5.3 細管網モデルの理論的考察	229
4.5.4 本実験に用いた細管網モデル	232
4.5.5 地下水流の実験例	233
4.5.6 地中ダムの定常実験	234
4.5.7 地中ダムの非定常実験	238
4.6 地中ダムの現地への応用についての検討	240
4.6.1 定常地下水流としての解析	240
4.6.2 非定常地下水流としての解析	242
4.6.3 地中ダムの特徴	250
4.7 地下水開発と規制のための調査例	251
4.7.1 調査の目的と範囲	251
4.7.2 水文概要	251
4.7.3 弾性波地下探査	253
4.7.4 地層構成	262
4.7.5 地下水位調査	264
4.7.6 揚水試験	265
4.7.7 井深の算定	275
4.7.8 地下水揚水量の算定	279
4.7.9 地中ダムの適用について	306
4.8 地下水開発のための実験的検討	319
4.8.1 地盤の透水性とモデルの対応	319

4・8・2 相 似 則	320
4・8・3 地下水位低下量の分布と揚水量の算定	322
4・8・4 地中ダムによる地下水貯留の検討	327
4・8・5 結 語	333
参 考 文 献	334
第 5 章 結 論	335
あ と が き	344

第 1 章 緒 論

(1) 地下水概説

地球を構成する気圏、水圏、岩圏に存在する水は相互に変換、あるいは転移するが、この現象を水文学的循環と呼び、その過程を模式的に表示すると図-1・1のようになる。

広義に地下水とは岩圏に存在する水（岩圏水ともいう）の総称であるが、そのうちでも水文学的循環の過程にあるものが循環地下水であり、これに対して非循環地下水がある。これはマグマ中に存在した初生水、あるいは鉱化水、化石水などであるがいずれも量的には極めて微量である。¹⁾

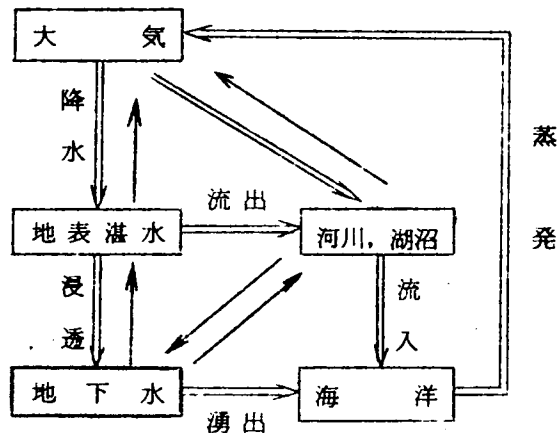


図-1・1 水文学的循環図

循環地下水は、重力の場において圧力水頭と位置水頭の減少する方向に移動する重力地下水、土粒子間の毛細管現象で保持されている毛管水、土粒子表面に電気化学的に吸着されている吸着水とに分けることができるが、地下水開発や地下水位変動の対象となるのは主として重力地下水であり、したがって本研究において以後、単に地下水といえば循環地下水のうちとくに重力地下水を指すものとする。

前述したとおり重力地下水は重力の作用で水頭の高い所から低い方向に移動する地下水であるが、その地下水面の昇降が地層的な制約を受けるか否かによって便宜的に自由地下水（不圧地下水ともいう）と被圧地下水とに大別することができる。

自由地下水は、帯水層の上部まで比較的粗粒土からなっているためこれを通して空気と接触しており、地下水面の昇降が自由に行なわれる。したがって自由地下水面上では大気圧である。これに対して被圧地下水の場合には、帯水層の上下部が不透水層で、サンドイッチ状にはさまれているので地下水面は実在せず、上部の不透水層面には圧力が作用している。この圧力を水柱の高さで表示したものが被圧地下水面である。これらの地下水面の基準面からの高さを地下水位という。

しかし実際には自由地下水、被圧地下水の両構造が必ずしも画一的でなく、中間的な性格を有す

表-1・1 地下水の分類

地下水	{	循環地下水	{	重力地下水 毛管水 吸着水	{	自由地下水(不圧地下水) 被圧地下水
		非循環地下水	{	初生水 鉱化水 化石水		

るものもあり、また複雑に交錯している場合が各所でみられ、地域によってあるいは地点によって著しく様相を異にしている。

(2) 地下水利用とその問題点

地下水は、自然浄化によって一般には清潔な水質を保ち、水温は現地の年平均気温より1～2℃高くほぼ一定であるため夏は冷たく、冬は温かく感じられ、昔から好んで飲料用などに利用されてきた。とくにわが国のように地下水位の高いところでは深いボーリング機械や揚水ポンプがない時代にも地下水の確保が比較的容易で、その点ではめぐまれた条件を有していたといえる。

しかし現在のように強力な揚水ポンプが開発され、これによって大量の地下水を集中的に揚水するようになると周辺の地下水にも少なからず影響を及ぼし、地下水位低下にとどまらず種々のへい害を誘発する。そうした事態が各所、各地域で発生して社会問題、いわゆる公害問題ともなっている。東京や大阪の地盤沈下を例にとれば、昭和13年頃から地盤沈下が観測され、沈下の速度は次第に大きくなって行ったが、昭和20年頃戦災によって工場の地下水揚水が停止するや地盤沈下の速さも一時激減した。しかし戦後、産業が復興し、地下水揚水が再開されるとそれに伴って地盤沈下の方も再び増大した。このようないくつかの事実から、各地で発生している地盤沈下の要因が地下水の過剰揚水であることが指摘された。図-1・2は東京、江東地区において観測された地下水位と地盤沈下の相関を示した一例である。²⁾

現在、わが国で地下水の過剰揚水の傾向がみられる地域を図-1・3に示しているが、それも問題の地域は主として臨海工業地帯であることは一目瞭然であり、工業用水対策が急務の重要課題の一つであることは他言をまたない。

そこでとりあえず地下水の揚水量をある程度、法的に規制しなければならないというさし迫った要求から、とくに集中的な地下水揚水が行なわれている特定の地域で、新しく掘削する井戸について「工業用水法」の適用が1956年に始められた。

-
- 夕張
- 新潟
- 常盤
- 利根川
- 東京
江東
城北
川崎
横浜

このようにみると地下水開発は限界にきているのかというと、決してそうではない。

わが国の平均年降雨量を1,600mmとすれば日本全土にもたらされる降水総量は年間約6,300億 m^3 となり、このうち地下に浸透する水量をその3分の1として2,100億 m^3 にも達する。一方、地下水の年間使用量を約50億 m^3 と見積っても、これはわずかに全地下水かん養量の3%弱である。³⁾ また地下水利用の対象となる地形の平坦部を全土の20%として概算してもなお12%の利用率で、かなり低い値を示すことがわかる。これは今後、高度の地下水利用を図ることによって多量の用水

を地下水から確保することが可能であることを示唆している。したがってわれわれはいかにこれらの地下水を開発し、規制すればよいのかを考えるべきである。

(3) 地下水調査とその問題点

地下水に関する人類の関心は古いにもかかわらず、その科学的な探求の歴史は極めて浅いといわざるを得ない。とくにわが国では比較的地下水が豊富であり（地下水位が高い）日常の飲料用地下水に不自由することが少なく、必要な水量はいつでもどこでも確保できるという安心感があったことが、かえって地下水への関心を弱めていたともいえるであろう。終戦直後、総司令部天然資源局の地下水顧問であったM.L.Brashearsが日本政府に提出した勧告文の中に「日本の地下水資源に対する当局の関心が全くないので、科学技術者は地下水について堅実な教育や実験を得る刺激と機会に恵まれていない。地下水学は特殊科学の一つで、その基礎原理をなす学問は、土質工学、地質学、水理学、水文学、地球物理学、気象学の多部門を含んでいる。日本の大学の多くはこれらの各部門については教授しているが地下水の分野に直接結びついた教育は施されていない……………（後略）」という趣意の文章のあることが山本によって紹介されているが、⁵⁾これを実証するかのように工業の発展とやらはらに各地で地下水問題が生じてきた。しかしその対策を立て、規制を行なうにはあまりにも広域地下水（広域にわたって連続して分布している地下水）に対する知識が不足していたといえるであろう。

地下水は土壌や岩石などとともに土地を構成する部分であり、土地の所有権はその地下水にも及ぶことが民法第207条で定められている。しかし所有権に関してはこれが不合理なものであることは地下水位低下の影響が現実に周辺部にまで認められることをみても明白であり、前述したとおり1956年に「工業用水法」^{*}の成立、さらに1962年には「建築物用地下水の採取の規制に関する法律」^{**}の成立をみたが、その対象は当時地盤沈下のとくに著しかった特定の地域に限られている。また、1959年には「地下水調査作業準則」^{***}が国土調査法にもとづいて定められ、ようやく

* 「工業用水法」： 1956年6月11日、法律第146号で公布。総則第1条に「この法律は特定の地域について工業用水の合理的な供給を確保するとともに、地下水の水源の保全を図り、もってその地域における工業の健全な発展に寄与し、あわせて地盤沈下の防止に寄与することを目的とする。」とある。

** 「建築物用地下水の採取の規制に関する法律」： 1962年、法律第100号で公布。

*** 「地下水調査作業準則」： 1959年10月23日国土調査法（1951年法律第180号）に基づいて総理府令58号として定める。その内容は一般の地下水調査において少なくとも実施しなければならない最小限の調査項目をあげ、調査結果の解析方法、解釈については全く触れていない。

何等かの規制、対策が必要であることにめざめたといえよう。しかしこれらの法的規制は決して十分なものではなく、その後も各所で各種の地下水問題が発生していることをみても明らかであり、またその傾向はますます強まりつつあることが危惧されている。

このように地下水に関する調査、研究が他の分野と比較して立遅れているのは決してわが国に限られたことではなく、欧米諸外国においても同様でとくに広域地下水に対しては地域差も大きいために定量的に検討している例は少なく体系だった方法論もみられない。⁶⁾

地下水調査の目的は「合理的な地下水開発を図り、適切な地下水規制を構ずるため、地下水の実態を把握し、その結果にもとづいて将来のあり方を究明すること」にある。

河川等の問題に利水と治水の立場があると同様に、地下水の場合にも両者の立場からこれ考えることができる。

(a) 地下水開発のための調査

(b) 地下水規制のための調査

前者(a)の調査においては有害な地下水位低下を生ずることなく最大どれだけの地下水開発が可能であるかという許容揚水量の算定が主目的となる。ここに揚水量とは長期継続揚水可能量でなければならない。地下水の場合にはその賦存量が流動量に比して非常に大きく、かつ流速が小さいために、揚水などの周辺への影響が緩まんで長期にわたり、かつ広範囲に及ぶからである。また、有害な地下水位低下量の規準は周囲の状況によって異なり、一概にきめるわけにはいかない。

後者(b)の地下水規制のための調査においては、(a)を含めて地下水位の低下ときには上昇、あるいは地下水の湧水によってわれわれが受ける被害や不利益の性格および程度を明らかにし、これを防止するための対策を立てることを主目的とする。(a)と(b)は表裏一体であり、その多くの場合、広域にわたる長期間の調査が必要であることは前者(a)と同様である。

地下水調査にかぎらずその目的を十分に認識することが調査方法を合理的なものにし、適切な作業を能率よく行なうための必要条件でもある。

地下水調査は対象とする地域の大きさと性格とによって地域調査と地点調査に分けることができる。⁷⁾ 一般に地下水は他の地下資源と違って地下に静止して存在するものではなく、広域にわたって連続しており、極めて緩やかな速度で移動しているため、広汎かつ長期にわたる相互関連性において現象を把握しなければならない。地下水が公共性を有する以因でもある。また、合理的な開発方式によって無限の資源となりうるものであることを認識するとき、広域地下水を対象とする地域調査の意義が自ら明白となる。地点調査はあくまで地域調査の部分的精査であり、地域調査が行なわれて後に行なわれるべき性格のものである。

しかし、従来地点調査に較べて地域調査、すなわち広域地下水の調査に関して精度も低く、定性的な結果しか望めなかったことは認めねばならず、その原因となるものとしてつぎの問題点をあげることができる。

(i) 地下の土質、地質構造が複雑であること。とくに透水性については3次元に不規則に変化している場合がほとんどで、従来の解析に多く用いられている透水係数や透水層厚さを全域にわたって連続して測定、あるいは推定しなければならないということは極めて困難である。たとえ一部の地域で可能であったとしても非常に大きな労力と経費と時間とを要し、またその精度についても、仮に全域を掘りかえして調べたとしても透水係数の正確な値を知ることはできないのが普通である。

(ii) 従来、局所的な地下水を数式的手法によって解くことに主力が注がれたため地下水の計算式は極く単純な地層構成の場合（このような場合は稀である）にしか適用できないこと。たとえ広域にわたって地盤の透水性が与えられたとしても、それらの値は変化の大きい不規則な分布をしているため公式にあてはめるとか、数式で解くということがほとんどの場合不可能である。またこれらの値を数式で解けるような簡単な数値（たとえば全域の透水性は一様とするなど）でおきかえることにも問題が多い。したがって自から小範囲を対象とする地点調査にならざるを得なかった。

以上のように、広域地下水の調査に関する問題点を、第1には地盤の透水性をいかに把握し、また表示するかという調査方法、第2にはそれら複雑な透水性等の境界条件のもとでいかにして定量的に地下水の挙動を把握するかという解析方法に分けて考えることができる。

(4) 本 研 究 の 概 要

本研究は、前節において広域地下水の調査における問題点としてあげた2項、すなわち、

(i) 地盤の土質、地質構成が複雑であるため、従来の透水係数、透水層厚さによる透水性の取扱いが極めて困難で、ときには不可能であること。

(ii) 従来の地下水流の算定公式を適用するには単純な境界条件の場合に限定され、したがって広域地下水の解析には一般に不適當であること。

これらに対してつぎのような基本的な考え方にもとづいて研究を行なっている。

問題点 (i) に対しては、従来の解析に用いられている透水係数、透水層厚さに代るものとして透水量ともいうべき「準深」を導入し、広域地下水の定量的な取扱いを可能にする。すなわち、地下水位の分布を測定し、逆にその地下水位分布を示すためにはどのような透水性（地層構成）を有していなければならないかを解析することにより、境界条件としての準深を求める。

問題点 (ii) に対しては、主として差分表示による数値解法を用いることによって境界条件や初期条件が不規則に、複雑に変化している場合にも解析を可能ならしめる。

以上の基本的な考え方にもとづく手法を用いて第2章から第5章までをとりまとめている。

第2章においては、まず準1次元地下水流を対象として地盤の透水性をあらわす準深の定義を行ない、その算定方法、物理的な意味および解釈の方法を論じ、さらに問題点および適用範囲について考察している。つづいて、準1次元地下水流の水位変動の調査への準深の適用に関して方法論の展開を行なう。この地下水位変動量の算定には差分式による図式解法を用いるが、その具体的な手法、適用例を示し、水位変動の一般的性状を詳細に検討している。

現地調査への応用例としては、「びわ湖周辺地帯において実施した地下水調査⁸⁾⁹⁾」のうち、とくに地下水位変動を中心とした調査を示し、併せて解析方法の吟味を行なっている。

第3章においては、準2次元地下水流における準深の定義を行ない、地下水開発のための調査への応用について長期継続揚水可能量の算定を中心として方法論を展開している。地下水揚水量、地下水位低下量などの算定には主として差分式による数値解法を適用し、結果の解釈の方法および精度、その他実例を示しながら検討と吟味を行なっている。

現地調査への応用例としては、奈良盆地において実施した「地下水開発とそれに伴う地下水位変動の調査¹⁰⁾」を示している。

以上の研究によって、大局的な立場から広域地下水の調査に準深を用いることの可能性と妥当性を示すことができ、また差分表示による数値解法によって定量的に諸量の算定を可能ならしめ、さらに地下水位変動の一般的性状について検討と考察を加えることができた。

第4章においては、これら第2章、第3章で述べた手法を用いて、積極的な地下水貯留と地下水規制を目的とする地中ダムの構想を中心として、地下止水壁による地下水規制について定量的に検討している。その規制効果については理論的な研究に加えて、新しく開発した細管網モデルによって実験的な検討をも行なっている。その結果、地下止水壁による地下水規制について種々の興味ある特性を明らかにすることができた。

現地への応用例として「奈良市域における地下水開発のための調査¹¹⁾」の一部を示している。

第5章では、結論として第2章から第4章までに得られた成果をとりまとめ、さらに今後の地下水開発と規制のあり方と本研究の意義について述べている。

参 考 文 献

- 1) 酒井軍次郎： 地下水学，朝倉書店（1965），p. 19
- 2) 尾崎登： 地盤沈下と地下水位，第13回土質工学シンポジウム 論文集（1968. 12）
pp. 143～145
- 3) 蔵田延男： 地盤沈下と地下水開発，理工図書（1960），p. 28
- 4) 安芸咬一，多田文男： 水資源ハンドブック，朝倉書店（1966. 3），pp. 481～
497
- 5) 山本荘毅： 地下水調査法，古今書院（1951），p. 1
- 6) たとえば，Proceeding of the International Symposium on
Ground Water Problems held in Stockholm（1966. 10）
- 7) 蔵田延男： 総合開発と地下水調査，国土4-8（1954），pp. 21～22
- 8) 松尾新一郎，河野伊一郎： びわ湖周辺地帯の土質，地質，地下水の性状に関する研究，び
わ湖総合開発協議会（1962. 3），pp. 85～209
- 9) 同上別冊（1962. 11），pp. 1～88
- 10) 松尾新一郎，河野伊一郎： 奈良盆地における地下水開発に関する研究，奈良県報告書（1
964. 3），pp. 46～156
- 11) 松尾新一郎，河野伊一郎： 奈良市域における地下水開発のための調査，奈良市報告書（1
969. 1），pp. 1～463

第2章 湖水面などの変化に起因する地下水位変動

2・1 概 説

本章では広域地下水（広域にわたって連続して分布する地下水）を対象として、湖水面などの変化に起因する地下水の水位変動の解析方法とその適用例、および地下水位変動の一般的性状について研究している。従来、境界条件の取扱いが困難なため、ほとんど手のつけられなかつた広域にわたる地下水位変動を「準深」の導入と差分式による数値解法とによつて定量的に解析する方法を提示した。^{1), 2)}

地層構成の複雑な沖積平野などにおいては広域にわたって透水係数、透水層厚さ、あるいは地下水流の方向を連続して調査できないことが多いために地下水の挙動を適確に検討することは不可能であり、また数個所で揚水試験、水位観測を行なつたとしても地下水の大勢を把握することは極めて困難である。したがつて広域地下水の研究にあつては、巨視的な取扱いと特別な解析手法とによつて大局的な立場から調査、検討することが望ましい。

そこで、広域地下水の水位変動に対して、透水容量ともいふべき準深の概念を導入して地下水位変動の解析を試みた。すなわち、透水係数、透水層厚さ、および地下水流速などの各要素の変化を準深の変化でおきかえ、数値解法あるいは図解法によつて解析するのが本解析方法の特徴である。

本章ではとくに、準1次元地下水流としての地下水位変動について論じ、準2次元地下水流としての取扱いは第3章の「地下水開発とそれに伴う地下水位変動」において述べる。

2・2 準 深 の 定 義

準深とは「平面的な地下水流を考えると、帯水層の鉛直方向について積分された透水性の大きさを表わす概念」である。換言すれば「透水係数を一定とみなしたときの仮想の透水層厚さ」である。

従来から種々の地下水の計算に用いられている透水係数、透水層厚さを用いて準1次元地下水流の準深を定義づけるとつぎのようになる。

2・2・1 準1次元地下水流における準深

自然の地下水流は一般に流速が小さく、Darcy の法則が成立するものと考えてよい。いま図-2・1に示すような単純な地層構成を考え、単位巾あたりの地下水流に対して Dupuit-For-

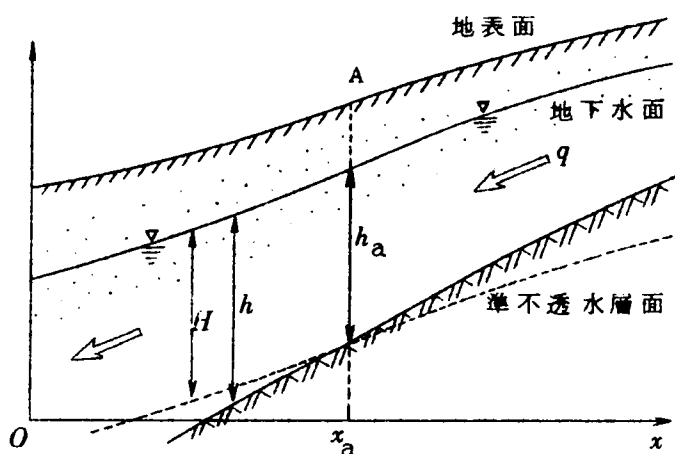


図 - 2・1 準 1次元地下水流の模式図

chheimer の仮定^{*}が満足されれば、式 (2・1) が成立する。(後述するように準深を用いる場合には Dupuit-Forchheimer の仮定は不要となる。この点については後述する。)

$$q = k \cdot i \cdot h \cdots \cdots (2.1)$$

ここに、 q : 単位時間、単位巾あたりの地下水流、 k : 透水係数 i : 地下水位勾配、 h : 透水層厚さである。

式 (2・1) において式 (2・2) の仮説をたてる。

$$(q/k) = \text{const} \cdots \cdots (2.2)$$

式 (2・2) の一定値 (q/k) に添字 a をつけて表わし、式 (2・1)、式 (2・2) より式 (2・3) を導く。ただし、式 (2・2) の仮説のもとに成立する式 (2・3) においては式 (2・1) の h の代りに H で表示する。

$$H = (q/k)_a \cdot \frac{1}{i} \cdots \cdots (2.3)$$

式 (2・3) の H を準 1次元地下水流の「準深」と定義する。

一般に、 (q/k) は考えている地下水流の縦断面の各地点で異なった値をとるであろう。したがって式 (2・2) の仮説にもとづいて成立する式 (2・3) の H は、式 (2・1) における透水層厚さ h とは一般に異なった値となる。すなわち、 H は h と同じ dimension を有し、その変化の様子は類似しても、 h そのものではなく、 h 自身の変化の他に (q/k) の変化をも包含するものである。したがって式 (2・2) の仮説が実際に満足されている地点でのみ H と h とが等しくなることは明らかである。この H を透水層厚さに準ずる term として「準深」と呼ぶことにする。

* 地下水の水分子に着目すれば、その移動は水平方向のみで鉛直方向の成分を考えない。

また、1鉛直線上のすべての点の地下水位は等しいものとする。

以上は、現地で (q/k) がどのように変化しているかを測定することが極めて困難であるという理由から式(2・3)において (q/k) が一定であるという仮説を立て、準深を定義している。しかし必ずしも (q/k) を一定にする必要はなく、可能ならば (q/k) の変化に近い関数 $a(x)$ をこれにあてはめる方が準深 H は透水層厚さ h により近づく。

$$(q/k) \doteq a(x) \dots\dots\dots (2 \cdot 4)$$

ここに、 x ：縦断面の地点をあらわす座標である。その場合には式(2・5)で準深を定義することができる。

$$H = a(x) \cdot \frac{1}{x} \dots\dots\dots (2 \cdot 5)$$

いま、式(2・4)が厳密に成立するような場合に限って H は h そのものとなる。

2・2・2 準深の算定方法

式(2・3)で定義した準深 H の算定はつぎの順序で行なう。

- 1) 地下水位を測定し、地下水位等高線図を作成する。
- 2) 地下水位等高線にほぼ直交するように流線を描く。(詳しくは第3章第3節で述べる。)
- 3) 流線に沿って縦断面をとり(図-2・2)地下水位勾配 i を計算する(図-2・3)。
- 4) $(q/k)_a$ を求める。

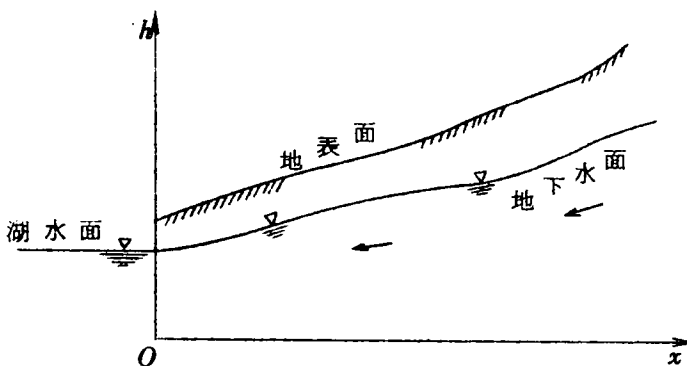


図-2・2 地下水流の縦断面

前出の図-2・1において縦断面の任意の地点A(基点と呼ぶ)における透水層厚さ h_a が求まると式(2・6)から $(q/k)_a$ を計算することができる。

$$(q/k)_a = i_a \cdot h_a \dots\dots\dots (2 \cdot 6)$$

基点Aの選び方については地層構成が最も単純な地点をとるべきであり、またボーリングデータが既存で h_a がすでにわかっているような地点

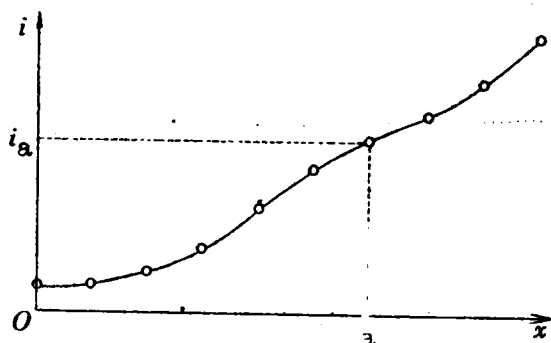


図 - 2・3 地下水位の配

があればこれをとるのが好都合である。

$(q/k)_a$ を計算する別法としては、 q の値が測定あるいは推定できる場合には k_a の値を知れば $(q/k)_a$ を求めることができる。

5) 以上の $(q/k)_a$ 、1 を式 (2・3) に代入して準深 H を求める。

なお、上述の準 1 次元地下水流としての準深、または第 3 章で述べる準 2 次元地下水流としての準深のどちらを用いるかは地下水流の挙動と取り扱っている問題の性格とによつて決定され

るべきであり、とくに水位の変化などによつて地下水流の方向が著しく変化するような問題の解析には後者を用いなければならない。たとえば、潮水面などの変化に起因する地下水位変動 (第 2 章) では準 1 次元地下水流として取り扱うことができるため式 (2・3) で定義する準深を用いればよく、一方地下水揚水 (第 3 章)、地下水貯留 (第 4 章) など地下水流の方向が著しく変化するような問題に対しては後述する準 2 次元地下水流の準深を採用すべきである。

2・2・3 準深の意義

(1) 準深を導入する目的

広域地下水の調査において、透水係数や透水層厚さなどの透水性を全域にわたつて詳細に測定することは極めて困難であり、莫大な労力と経費と時間を要することはすでに述べた。にもかかわらずその精度は極めて低い。とくに透水係数についてはオーダの問題であるとまでいわれ、たとえば「湧水量の推定において地下水計算の結果、平均の条件で $100 \sim 1000 \text{ l/min}$ であつたとすると実際には $10 \sim 1000 \text{ l/min}$ の間にあるものと考えるべきである。³⁾」ともいわれるが、広域地下水の性状把握においても多かれ少かれその範ちゆうを出ないものと常識的に認識されている。しかし、たとえば地下水開発可能量の推定が $10 \sim 100$ 倍の精度ではその結果は全く意味をなさないものといわざるを得ない。問題はどのように地盤の透水性を直接測定しようとする自身にあり、とくに広範囲にわたつて分布する地下水を対象にする場合にはなおさらである。

これに対して、ここに述べている準深の導入については、土質、地質の複雑な構成から地下水が受ける様々の作用を巨視的ではあるが総括的に解析して、広域地下水の挙動をとらえるべきをねらいとしており、地下水の大勢を把握するという意味からはむしろ、より合理的な手法といえよう。

具体的な準深の値の算定に際してはすでに述べたように対象地域の地下水位の分布の調査から地下水位等高線図を作成して地下水流の方向に縦断面をとれば、その縦断については最小限任意の1地点のみで透水層厚さを知るか、あるいは地下水流量と透水係数を知ることによつて式(2・3)から準深が計算できる。したがつて全域に亘つて連続してボーリングや揚水試験を実施する必要なくして、地下水位変動の解析、地下水開発量の推定などの定量的な取扱いが可能となる。

このように、準深を導入することによつて調査に必要な労力や経費は比較にならないほど少くなり、結果についての信頼性はむしろ大きくなるものと考えらる。

また 別の観点より準深の意義を考察すればつぎのようである。⁴⁾

土質試料の透水性を定量的にあらわすには一般に Darcy の透水係数を用いる。しかし、その物理的な意味を考察するため、さらに微視的に取り扱うなれば、土の空けき率、土粒子の径(空けきの径)とその形状などが透水係数と複雑な関係にある。たとえば極く単純な連続した細管の集合を想定して導かれた周知の Hazen-Poiseuille の式(2・7)がある。

$$k = C_g \cdot \frac{e^3}{1+e} \cdot D_g^2 \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 7)$$

ここに、 e : 間げき率、 D_g : 土粒子の径、 C_g : 形状係数である。

上式(2・7)における e 、 D_g 、 C_g などを個々に測定して土の透水性を議論するよりはむしろ、巨視的な透水係数 k で取り扱つた方が何かと便利な場合が多い。すなわち、土質試料の間げきの真の形、性状、分布を知ることは非常に難しく、またたとえ真の状態がわかつたとしてもこれを透水係数と係びつけることも厄介である。むしろ、土質試料の2点間の水頭差とその浸透流量を測定して巨視的に透水係数を算定する方が妥当である。以上の理由から、われわれはこれまで式(2・7)を e 、 D_g と k との関係を論ずる場合等にはのみ用い、一般には Darcy の式からマクロにみた透水性 k で十分であり、また信頼性も高い。

全く同様な考え方をすれば、広域地下水の挙動を巨視的に把握する場合に、各地点の透水層厚さ(間げき率 e に相当する)、透水係数(間げきの大きさ、性状に相当する)およびそれらの分布状態(形状係数に相当する)を精細に調査するより、むしろ地下水位の分布(水頭差に相当する)から巨視的に広域地下水の透水性を表示する方がはるかに便利であり、また大きな間違いを生ずることのない合理的な方法であるといえよう。ここに準深の考え方を導入した意義がある。

(2) 準深の物理的な意味

式(2・3)で定義する準深は地盤の透水容量を表わす概念であることはすでに述べた。

透水係数、透水層厚さとの関連性を考察すれば定義より明らかなように地下水流に關与する層の

透水係数が大きく、透水層厚さが大きい地点ほど準深の値は大きくなり、他の条件が同一ならばそれらに比例する。とくに式(2・3)で定義される準1次元地下水流の場合の準深に対しては、単位巾あたりの地下水流量が小さい地点ほど準深の値は大きくなりまた逆の場合も成立する。このように式(2・3)で定義される準1次元地下水流の準深は透水係数、透水層厚さの大小や分布さらには地下水流の分散、集中の要素をも包含するものであることがわかる。たとえば不透水層に閉じこめられた袋状の砂層などは地下水流に直接関与しないので地下水の挙動を解析する場合には透水層から当然除外されるべきである。しかしボーリングなどによつて透水層を探索する場合には袋状の砂層の構造は透水層と区別し難く、また図-2・4の模式図に示すような透水層の構造では透水層厚さ、透水係数といつてもその取扱いは極めて困難である。

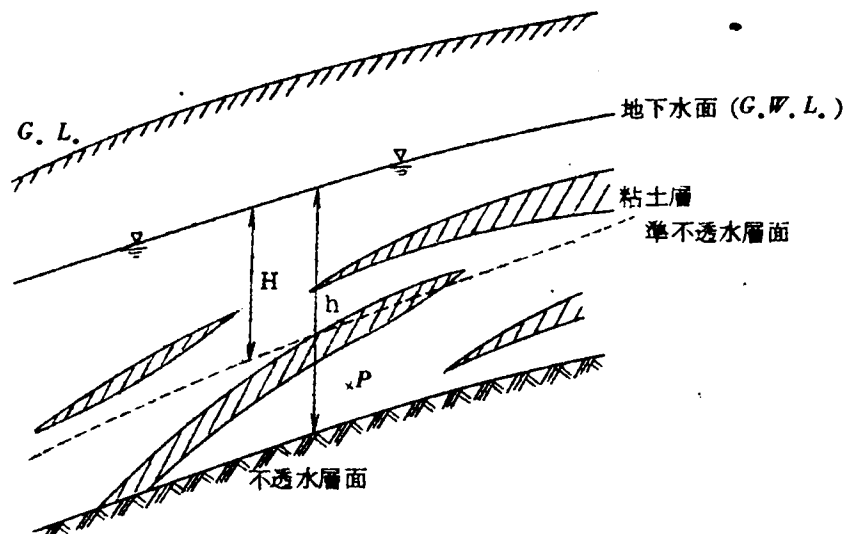


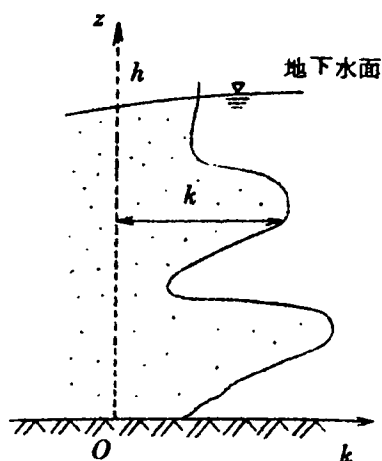
図-2・4 複雑な地層構成と準深の模式図

一方、準深による場合には地下水位の分布、地下水流の状態から逆に地盤の透水性の状態を算定するのであるから合理的にして、かつ取扱いはきわめて簡単である。たとえば同図に示す破線が仮の不透水層面(準不透水層面と呼ぶ)となる。

いま透水係数が深さ方向に変化している場合、あるいは地下水流の鉛直方向成分が存在する場合の準深の物理的な意味を考察すればつぎのようである。

図-2・5(a)に示すように透水係数 k 、地下水勾配 i が深さ方向 z の関数である場合に準深 H は式(2・8)によつて理解することができる。

(a) 断面図



(b) 平面図

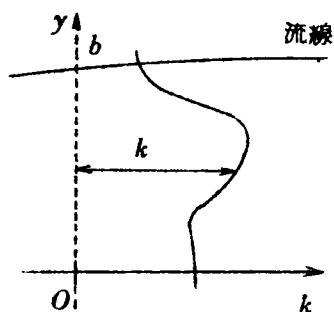


図-2・5 透水係数の分布と準深の意味の説明図

(断面図)

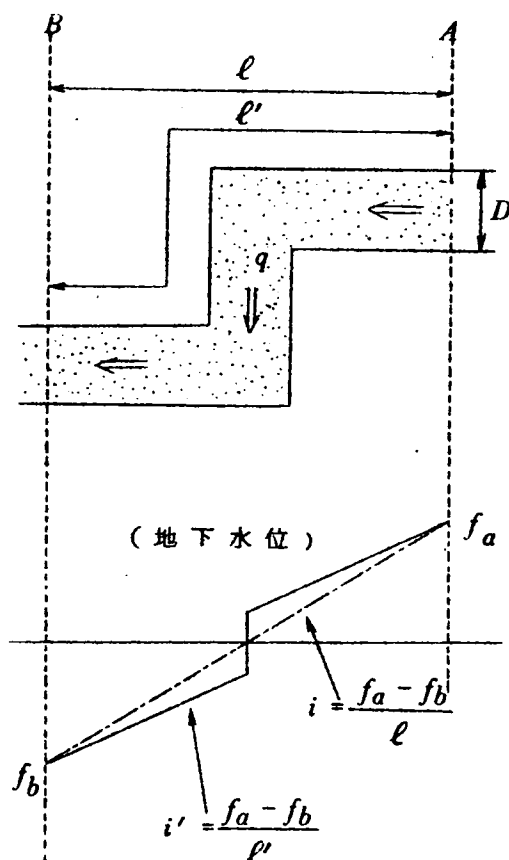


図-2・6 準深を用いた場合の地下水位勾配の概念図

$$H = \frac{1}{k_a \cdot i_m} \int_0^h k \cdot i \, dz \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 8)$$

また、図-2・5(b)に示すように、さらに水平奥行方向 y の関数でもある場合には式(2・9)を意味している。

$$H = \frac{1}{k_a \cdot i_m \cdot b} \int_0^b \int_0^h k \cdot i \, dz \, dy \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 9)$$

ここに添字 m は平均値として求められる各測定値である。

図-2・6に示すように縦断面において、地下水流が鉛直方向に曲折している最も簡単な模式について考えてみれば、透水層厚さ D を用いた表示であれば式(2・10)を用いるべきである。

$$q = k \cdot \frac{f_a - f_b}{l} \cdot D \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

一方、準深 H を用いて表示すれば式 (2.11) となることは定義より明らかである。

$$q = k \cdot \frac{f_a - f_b}{l} \cdot H \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

地下水流がより複雑に曲折している場合にも式 (2.11) の取扱いが可能であることは容易に推論できる。したがって、地下水流が必ずしも水平平行流でなくとも準深を用いればこれを水平流として取り扱うことができる。すなわち、前述したように浸透流における Dupuit-Forchheimer の仮定に相当する条件は、準深を用いる限りにおいては不要となる。換言すればたとえば地下水流が鉛直方向、あるいは水平方向に曲折している場合にも準深を用いる限りにおいてはこれを水平、直線流と考えて理論的に妥当な結果を得ることになる。

2.3 定常地下水流の水位変化の解析方法

定常状態を呈している地下水流に対して、境界条件の変化、たとえば揚水、注水あるいは水位の上昇、下降等を与えると非定常状態に移る。地下水位が変動し長期間後にはその境界条件に適合した最初と異つた地下水位分布を示し、再び定常状態にいたる。

このような最終的な地下水位変化を定常地下水流の水位変化と呼ぶことにする。本節では準一次元定常地下水流としての水位変化の算定方法を述べる。

2.3.1 基礎式の誘導

(1) 地下水位変化と無関係に一定の地下水流量が保たれる場合

地下水かん養源が遠くにあつて地下水位変化によつて最終的に任意の地点の地下水流量が最初の流量と変わらない場合を考える。すなわち、地下水かん養地点が地下水位変化の及ぶ範囲よりさらに上流に存在するような場合に相当する。

式 (2.3) の定義にもとづいて地下水流に関して式 (2.12) が成立する (図-2.7)。

$$(q/k)_a = i \cdot H \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

いま、地下水位 h の変化量 $(-\Delta h)$ に相当する準深 H の変化量を $(-\Delta H)$ とし、これによつて生ずる i の変化量を (Δi) とすれば、前述のように $(q/k)_a$ はこの変化に無関係であるから式 (2.13) が成立する。

$$(q/k)_a = (i + \Delta i) (H - \Delta H) \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

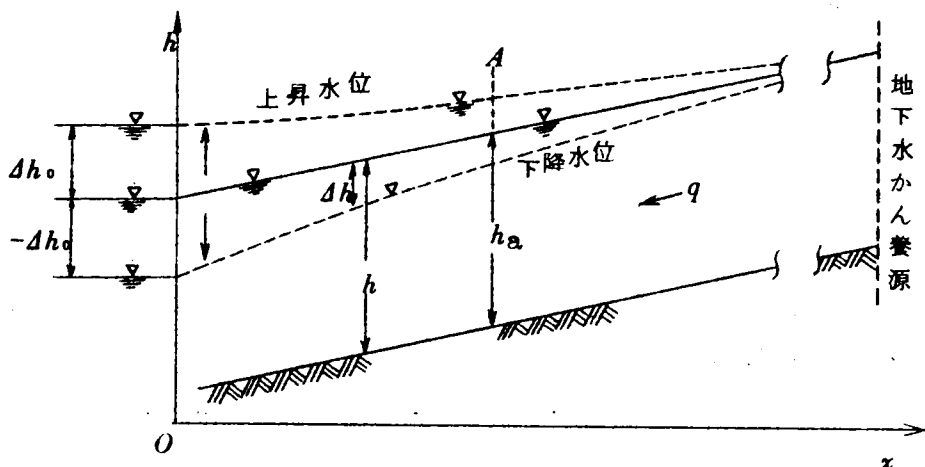


図 - 2 ・ 7 地下水位変化と無関係に地下水流量が一定に保たれる場合

ここで、式 (2 ・ 1 4) とおけば、

$$\Delta H = \alpha \cdot \Delta h \quad (\geq 0) \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 1 4)$$

この式 (2 ・ 1 4) を式 (2 ・ 1 3) に代入することによつて式 (2 ・ 1 5) を得る。

$$i + \Delta i = (q / k)_a \frac{1}{H - \alpha \Delta h} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 1 5)$$

式 (2 ・ 1 4) より、 α は水位の変化量に対する準深の変化量の比であり、地下水位が上下する部分の透水係数の大きさ等によつて決まる定数である。いわゆる自由地下水の場合には $\alpha = 1$ であると考えることができる。 α については後で考察する。

式 (2 ・ 1 2)、式 (2 ・ 1 5) より、

$$\Delta H \geq 0 \quad \text{のとき (水位の低下)} : \Delta i \geq 0$$

$$\Delta H \leq 0 \quad \text{のとき (水位の上昇)} : \Delta i \leq 0$$

となる。すなわち図 - 2 ・ 7 に示すように下流側で地下水位が低下した場合には上流に向つて地下水位勾配は低下前に較べて大きくなり、逆に、地下水位が上昇した場合には、上流に向つて地下水位勾配は小さくなる。したがつていずれの場合にももとの地下水位に漸近する。(図 - 2 ・ 7 の破線で示す地下水位)

被圧地下水の場合には、地下水位が変化しても透水層厚さに変化はない。したがつて準深にも変化はないと考えてよく式 (2 ・ 1 5) において $\Delta H = 0$ ($\alpha = 0$) となる。換言すれば地下水流量が変化しない限り、 $\Delta i = 0$ となり、水位低下の影響は減衰せずに伝達されることがわかる。

(2) 地下水位変化によつて地下水流量が変わる場合

地下水かん養源が比較的近くにあつて、かん養源の水位が一定に保たれる場合には地下水流量が変化する。このように地下水位の変化前後で地下水流量が変化する場合には以下に述べるように式(2・15)における $(q/k)_a$ の値を変えるだけで同様な考え方にもとづいて計算することができる。

いま、図-2・8に示すように地下水かん養源Rが水位変化の生じた地点Oに比較的近く、したがつて水位変化によつて地下水流量 q が q' に変化する場合には以下のように係数 $(q/k)_a$ に (q'/q) を乗じ、前出の式(2・15)の $(q/k)_a$ の代りに $(q/k)_a \cdot (q'/q)$ を代入した式(2・16)を用いる。

$$1 + \Delta i = (q/k)_a \cdot (q'/q) \cdot \frac{1}{H - \alpha \Delta h} \dots\dots\dots (2 \cdot 16)$$

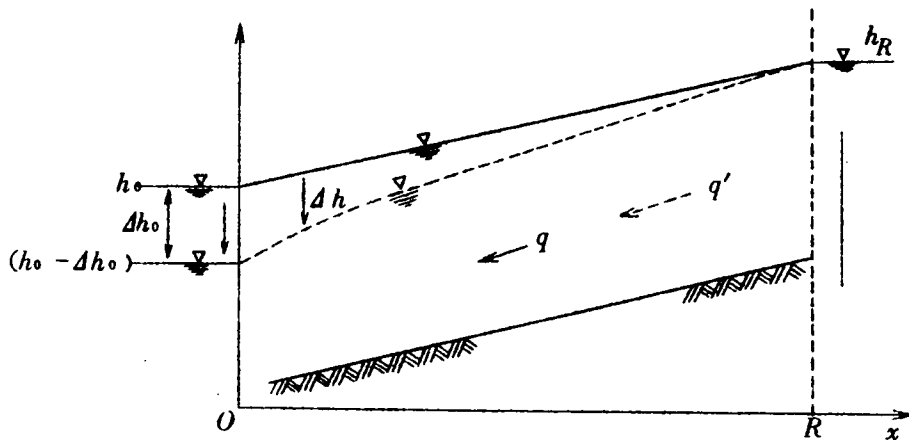


図-2・8 地下水位変化によつて地下水流量が変る場合

いま、水位変化が生じた下流端の地点Oの初期水位を h_0 、水位変化量を Δh_0 とし、一方、上流端の地下水かん養源Rの水位を h_R (＝一定) とすれば、被圧地下水の場合には厳密に、自由地下水の場合には近似的に式(2・17)が成立する。

$$q'/q = \frac{h_R - (h_0 - \Delta h_0)}{h_R - h_0} \left(= 1 + \frac{\Delta h_0}{h_R - h_0} \right) \dots\dots\dots (2 \cdot 17)$$

とくに自由地下水に対しては式(2・17)が近似式であるため、これを式(2・16)の (q'/q) として用いて低下後の地下水位形を求めると、厳密にはR地点で $h = h_R$ に一致しないことになる。しかし、多くの場合その差は無視できる程度に小さくなる。有意の差であればこの差を地下水位変化の起る全域に等配分して補正すれば実用上さしつかえない。

いま、式(2・17)において $\Delta h_0 / (h_R - h_0)$ が無視しうる程度に小さい場合には $q =$

q' となり、式 (2・15) によつて変化後の地下水位形を求めることができることはいうまでもなく、これは前者(1)の場合に相当する。

また、このR地点とその h_R が与えられる(2)の場合の近似解法については、2・2において明らかにしている「地下水位と地下水位変化量の関係」からも容易に求めることができる。

2・3・2 解析の順序

解析の手順については、前節での(1)、すなわち地下水かん養源が遠くにあつて地下水位変化によつて最終的に地下水流量が変化しない場合について述べる。なお(2)の場合、すなわち地下水位変化によつて地下水流量が変化する場合については前述したように $(q/k)_a$ に (q'/q) を乗じて、それ以外は全く同様な手順によつて算定できる。

湖水面が変化したために生じる周辺地帯の地下水位変化の解析例を用いて解析の順序を説明すると、

- 1) 地下水流の方向に単位巾の縦断面をとり、変化前の地下水位形を描く (図-2・9)。

地下水位等高線図を描き、水位等高線と直角方向に縦断面をとる方法が最も簡単で便利である。

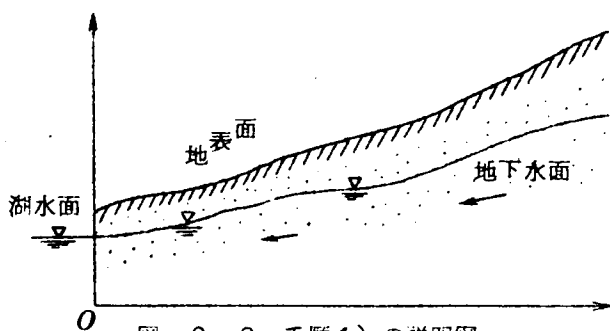


図-2・9 手順1)の説明図

- 2) 地下水位勾配を求める (図-2・10)。

地下水位等高線図、あるいは図-2・9の地下水位形から容易に地下水位勾配 i を求めることができる。湖岸より上流に向つて測つた距離 x (湖岸距離) との関係において図-2・10のように $x \sim i$ グラフを描く。

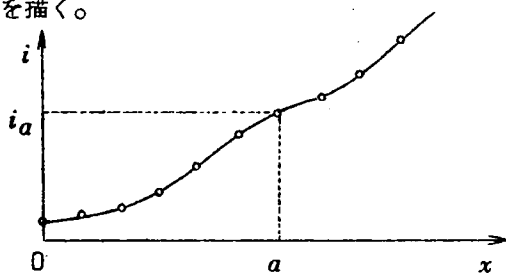


図-2・9 手順2)の説明図

3) $(q/k)_a$ の値を決定する。

考えている縦断面の任意のA地点において透水層厚さ h_a ，地下水位勾配 i_a を測定し，
 $(q/k)_a = i_a \cdot h_a$ を計算する。

4) 準深を求める (図-2・11)。

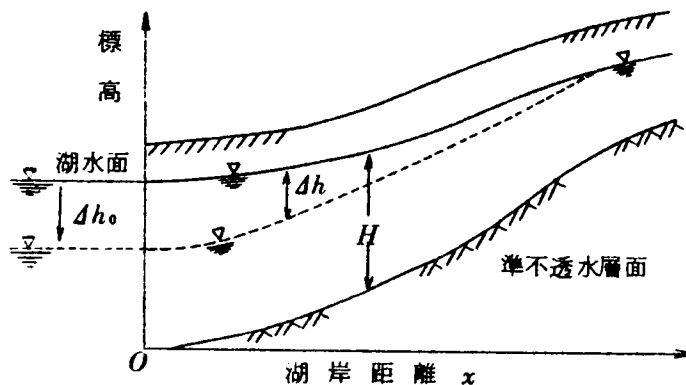


図-2・11 手順4)の説明図

以上の i ， $(q/k)_a$ の値を式 (2・15) に代入して準深 H を算出する。この準深を透水層厚さと全く同様に取り扱って図-2・11 のように不透水層面に相当する準不透水層面を描く。

5) 変化後の地下水位形を求める (図-2・12)。

① まず、図-2・12に示すように縦断面を適当な微小区間 (N_0 ， N_1 ， N_2 ， \dots ， N_{n-1}) に分割する。ただし、 N_0 は湖岸より出発する区間であり、 N_{n-1} は最上流端に至る区間とする。区間のとり方については2・3・3で検討する。

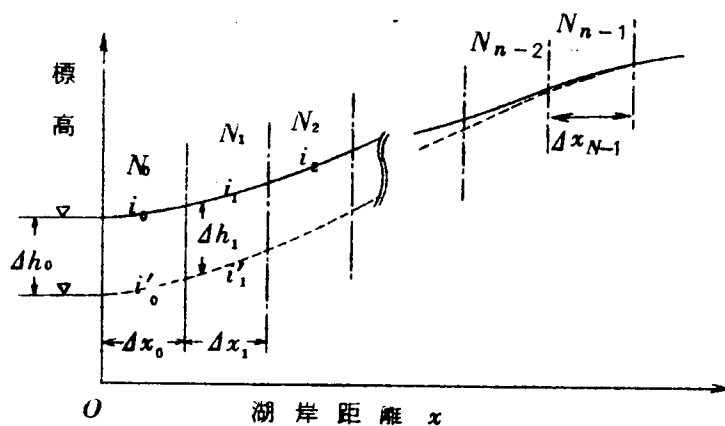


図-2・12 手順5)の説明図

- ② いま、 $\alpha=1$ の場合を考える。式(2・18)によつて区間 N_j の地下水位変化後の勾配 i'_j ($j=0$ の場合)を求める。 Δh_0 は湖水面の水位変化量である。

$$i'_j = (q/k) \cdot a \cdot \frac{1}{H_j \pm \Delta h_j} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 18)$$

($j=0, 1, 2, \dots\dots\dots, n-1$)

ここに $i' = i \mp \Delta i$, H_j : 区間 N_j の準深の平均値, Δh_j : 区間 N_j の始点における地下水位変化量、なお、±符号は地下水位上昇の場合を正、低下の場合を負に対応させる。

- ③ 区間 N_0 を i'_0 の勾配で地下水位線を描き、区間 N_1 の始点(区間 N_0 の終点)における Δh_1 を図上で読みとる。つぎに、この Δh_1 を式(2・18)に代入し i'_1 を求める。全く同様に順次上流に向つて地下水位線を描くことによつて変化後の地下水位形を求める。

- ④ 地下水位変化の影響範囲を決定する。

式(2・12), (2・15)より、水位低下の場合には $i \geq i'$ の関係が成立し、低下後の地下水位形は上流へ進むにしたがつて低下前の地下水位に漸近する。 Δh が要求する精度の許容値以下になればその地点までを地下水位低下の影響範囲とする。

水位上昇の場合も全く同様である。

2・3・3 階差区分のとり方

以上は微分を差分でおきかえ、階差的に地下水位形を求める手法をとっている。

微分式を差分式におきかえて解析する場合、その区分の大きさと誤差の累積について考察しておく必要がある。そのため便宜上、式(2・12)を式(2・19)で表示する。

$$q = k \cdot (f - g) \frac{d f}{d x} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 19)$$

ここに、 f : 地下水位の標高, g : 準不透水層面の標高、すなわち $(f - g)$ は準深である。

式(2・19)の微分式での地下水の標高 f に対して、差分式で近似したときの地下水位を F で表わすと式(2・20)が成立する。

$$F_{j+1} - F_j = (q/k) \cdot a \cdot \frac{\Delta x_j}{(F_j - g_j)} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 20)$$

一方、式(2・19)を展開して式(2・21)で表わす。

$$\begin{aligned} F_{j+1} - f_j &= (q/k) \cdot a \cdot \frac{\Delta x_j}{(f_j - g_j)} + \frac{(\Delta x_j)^2}{2} \cdot \frac{d^2 f}{d x^2} \\ &+ \frac{(\Delta x_j)^3}{3} \cdot \frac{d^3 f}{d x^3} + \dots\dots\dots (2 \cdot 21) \end{aligned}$$

$F - f = \epsilon$ とおくと, 式 (2・20), (2・21) より式 (2・22) の関係を得る。

$$\begin{aligned} \epsilon_{j+1} = & \epsilon_j \left\{ 1 - \left(\frac{q}{k} \right)_a \cdot \frac{\Delta x_j}{(f_j - g_j)(F_j - G_j)} \right\} \\ & - (\Delta x_j)^2 \left\{ \frac{1}{2} \cdot \frac{d^2 f}{dx^2} + \frac{\Delta x}{3} \cdot \frac{d^3 f}{dx^3} + \dots \dots \dots \right\} \dots\dots (2 \cdot 22) \end{aligned}$$

さらに,

$$\left. \begin{aligned} X_j = & 1 - \left(\frac{q}{k} \right)_a \cdot \frac{\Delta x_j}{(f_j - g_j)(F_j - G_j)} \\ Y_j = & \frac{1}{2} \cdot \frac{d^2 f}{dx^2} + \frac{\Delta x_j}{3} \cdot \frac{d^3 f}{dx^3} + \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \dots\dots (2 \cdot 23)$$

とおけば式 (2・22) は,

$$\epsilon_{j+1} = \epsilon_j \cdot X_j - (\Delta x_j)^2 \cdot Y_j \dots\dots\dots (2 \cdot 24)$$

となる。

式 (2・23), (2・24) は差分式と微分式による両解の差 についての関係式である。いま, 式 (2・24) において, X , $(\Delta x)^2 \cdot Y$ を一定と考えると式 (2・25) となる。

$$\epsilon_{j+1} = \epsilon_0 \cdot X^{j+1} - (\Delta x)^2 \cdot Y \cdot \frac{1 + X^{j+1}}{1 - X} \dots\dots\dots (2 \cdot 25)$$

$1 > X > -1$ を満足するように Δx を選定し, かつ $(\Delta x)^2 \cdot Y$ が無視しうる程度に小さければ式 (2・26) が成立して誤差の累積は生じない。

$$|\epsilon_{j+1}| < |\epsilon_j| \dots\dots\dots (2 \cdot 26)$$

$1 > X > -1$ の意味は前段階での誤差 (ϵ_j) が次段階の誤差 (ϵ_{j+1}) を減衰させる効果をもつことを示している。よつてそのためには式 (2・27) の成立が必要である。

$$\Delta x < \frac{2(f - g)^2}{\left(\frac{q}{k} \right)_a} \quad \text{または} \quad \frac{2H^2}{\left(\frac{q}{k} \right)_a} \dots\dots\dots (2 \cdot 27)$$

一方, $\left(\frac{q}{k} \right)_a = i_a \cdot h_a$ であるから, いま仮に i , H に変化がない場合を考えると式 (2・27) は

$$\Delta x < \frac{2H}{i} \dots\dots\dots (2 \cdot 28)$$

のように簡単化される。

または

$$\Delta f < 2H \dots\dots\dots (2 \cdot 29)$$

ここに, $\Delta f (= \Delta x \cdot i)$ は当該区分の始点と終点との地下水位の差である。

この式 (2・28), 式 (2・29) から階差区分 Δx を決定する目安を得ることができる。

以上から、地下水位勾配が大きく、準深が小さいほど Δx を小さくとらなければならないことがわかる。しかし式(2・29)を満足する Δx の値は一般に相当大きなもので許容されうることが容易に推察でき、また $(\Delta x)^2 \cdot Y$ については、 Y が2次以上の微分項であることから十分小さいものと考えてよい。

また、 Δx のとり方が妥当であるかどうかの別の検定方法としては、 Δx の区分で求めた地下水位線と $\Delta x/2$ の区分で求めた地下水位線との差が許容誤差以内におさまるように留意すれば要求する精度を得るのに十分である。たとえば図-2・13において、それぞれ区分長が(a) Δx 、(b) $\Delta x/2$ 、(c) $\Delta x/4$ の解析結果の地下水位形を示しているものとする。(a)と(b)の差は相当大きい。(b)と(c)の差は小さく、これが許容値以内とすれば、少なくとも(b)の $\Delta x/2$ を区分長とすべきである。

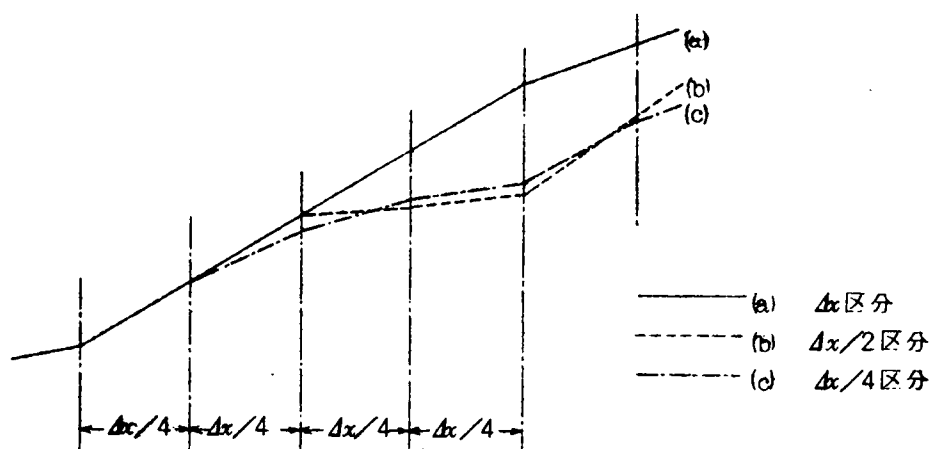


図-2・13 Δx のとり方の検定

2・3・4 解析例

図-2・14はびわ湖湖南平野における地下水位等高線図と本解析方法を適用して地下水位低下の計算を実施した縦断面Ⅰ、Ⅱの位置を示している。

いま、びわ湖湖水面が現在の水面より3.0 m低下した場合を想定して湖南平野の地下水への影響を検討してみる。断面Ⅰについての解析図が図-2・15、その計算表が表-2・1である。

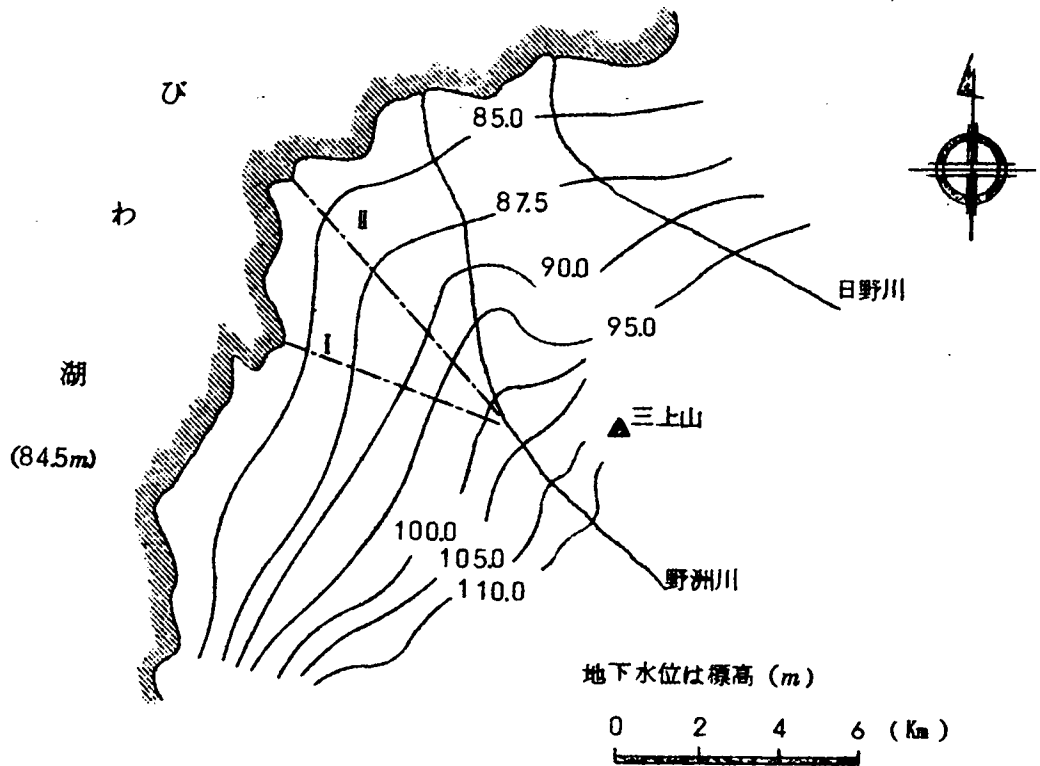


図 - 2・14 びわ湖湖南平野の地下水位等高線図と
解析断面の位置 (I, II)

解析の基点 (A 地点) を湖岸距離 $x_a = 4.0 \text{ km}$ に選び、同地点の透水層厚さ $h_a = 10 \text{ m}$ を仮定している。この場合の準深を H として地下水位低下の伝播を解析し、さらに吟味のため準深をその2倍の $2H$ 、および2分の1の $H/2$ にした場合の解析をそれぞれ加えた。図 - 2・16、図 - 2・17 はそれぞれ断面 I、断面 II についての湖岸距離と地下水位低下量の関係図 (これを低下量曲線と呼ぶことにする) である。影響範囲は断面 I で $5 \sim 6 \text{ km}$ 、断面 II で $6 \sim 7 \text{ km}$ である。

上記のように準深がそれぞれ H 、 $2H$ 、 $H/2$ である場合を比較しているが、その目的は $(q/k)_a$ の差、すなわち 1_a 、 h_a の測定誤差が解析結果におよぼす程度を検討することである。それらの結果から明らかなように、 $(q/k)_a$ の値を小さくとりすぎると低下量、影響範囲は過小評価となり、逆に大きくとり過ぎると結果は過大評価となることがわかる。

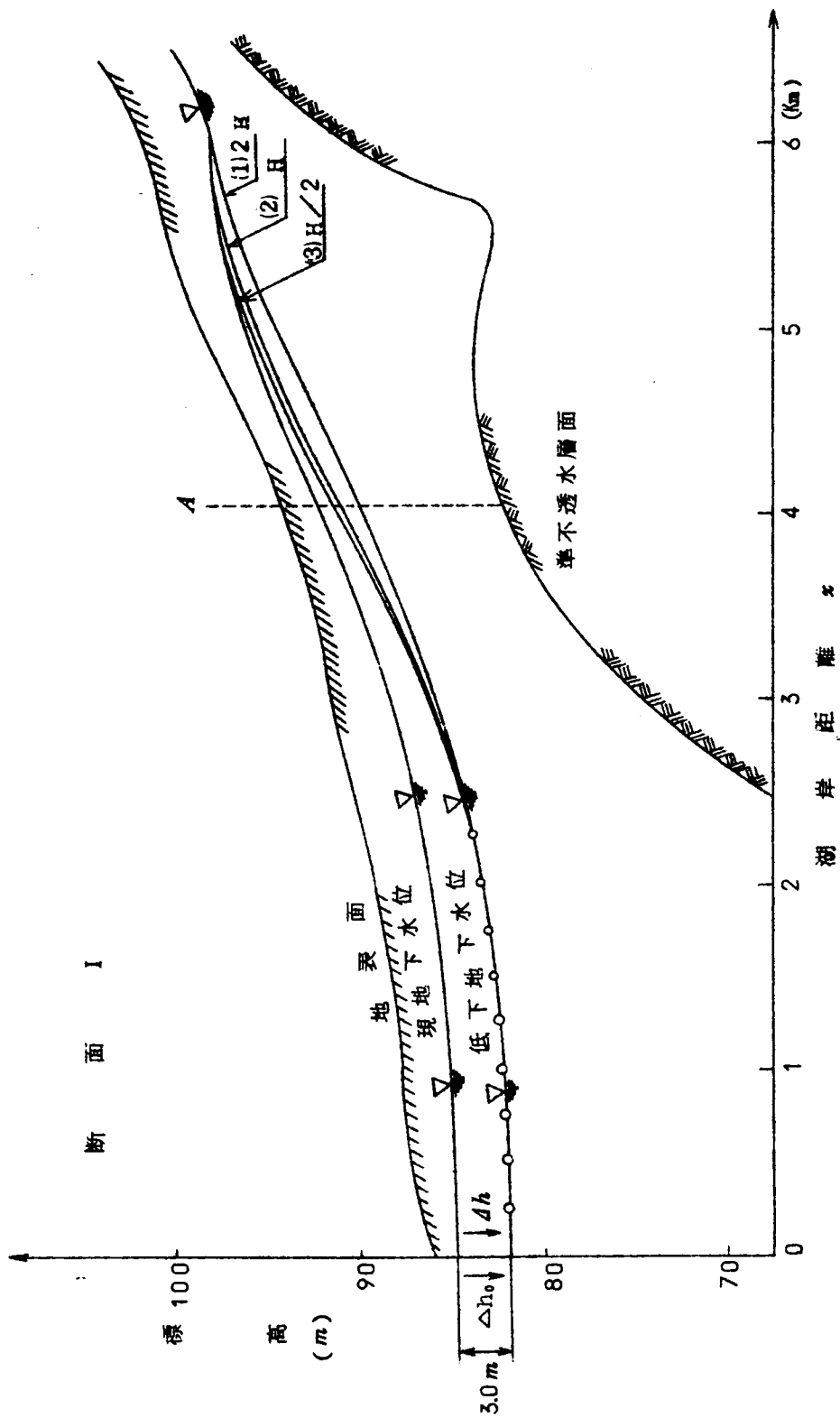


図-2.15 地下水位低下量の解析図 (断面 I)

表 2-1

x (m)	i (1/1000)	$(q/k)_a$ (m)	$H=q/k \cdot \frac{1}{i}$ (m)	Δh (m)	$H-\Delta h$ (m)	$i' = q/k \cdot \frac{1}{H-\Delta h}$ (1/1000)	$\Delta h/2$ (m)	$H-\Delta h/2$ (m)	$i' = q/k \cdot \frac{1}{H-\Delta h/2}$ (1/1000)	$2\Delta h$ (m)	$H-2\Delta h$ (m)	$i' = q/k \cdot \frac{1}{H-2\Delta h}$ (1/1000)
0	0.38	(4.16)	1095	3.0	106.5	0.39	1.5	108.0	0.39	6.0	103.5	0.40
0.25	0.40	(4.16)	104.0	3.0	101.0	0.41	1.5	102.5	0.41	6.0	98.0	0.42
0.50	0.50	(4.16)	83.2	3.0	80.2	0.52	1.5	81.7	0.51	6.0	77.2	0.53
0.75	0.58	(4.16)	71.7	3.0	68.7	0.60	1.5	70.7	0.58	6.0	65.7	0.63
1.00	0.70	(4.16)	59.4	3.0	56.4	0.73	1.5	57.9	0.72	6.0	53.4	0.77
1.25	0.84	(4.16)	49.5	2.8	46.7	0.89	1.5	47.9	0.86	6.0	43.9	0.94
1.50	1.04	(4.16)	40.0	2.7	37.3	1.11	1.4	38.6	1.07	6.0	34.4	1.20
1.75	1.28	(4.16)	32.5	2.7	29.8	1.39	1.4	31.1	1.33	5.6	27.1	1.53
2.00	1.60	(4.16)	26.0	2.5	23.4	1.77	1.4	25.6	1.68	5.6	20.8	2.00
2.25	1.96	(4.16)	21.2	2.5	18.7	2.22	1.4	19.8	2.09	5.4	16.2	2.56
2.50	2.32	(4.16)	17.9	2.5	15.4	2.70	1.4	16.7	2.50	5.2	13.1	3.17
2.75	2.73	(4.16)	15.2	2.4	12.8	3.25	1.4	13.8	3.01	5.0	10.6	3.92
3.00	3.10	(4.16)	13.4	2.4	11.0	3.78	1.4	12.0	3.46	4.8	9.0	4.62
3.25	3.50	(4.16)	11.9	2.3	9.6	4.33	1.4	10.5	3.96	4.6	7.9	5.26
3.50	3.76	(4.16)	11.1	2.0	9.1	4.57	1.3	8.9	4.24	4.4	7.9	5.26
3.75	4.03	(4.16)	10.3	1.8	8.5	4.89	1.3	9.0	4.62	4.0	7.9	5.26
(4.00)	4.16	(4.16)	10.0	1.6	8.4	4.95	1.2	8.8	4.72	3.2	8.1	5.13
4.25	4.12	(4.16)	10.1	1.3	8.8	4.72	1.2	8.9	4.67	2.4	8.7	4.78
4.50	3.90	(4.16)	10.7	1.0	9.7	4.28	1.1	9.6	4.35	1.9	9.5	4.37
4.75	3.58	(4.16)	11.6	1.0	10.6	3.92	1.1	10.5	3.96	1.4	10.5	3.96
5.00	3.28	(4.16)	12.7	0.8	11.9	3.49	0.8	11.9	3.55	1.2	11.9	3.49
5.25	3.00	(4.16)	13.9	0.5	13.4	3.10	0.6	13.3	3.20	1.0	13.7	3.03
5.50	2.76	(4.16)	15.1				0.4	14.7	2.88	0.8		
5.75	3.30	(4.16)	12.6				0.2	12.4	3.43	0.2		
6.00	5.40	(4.16)	7.7									

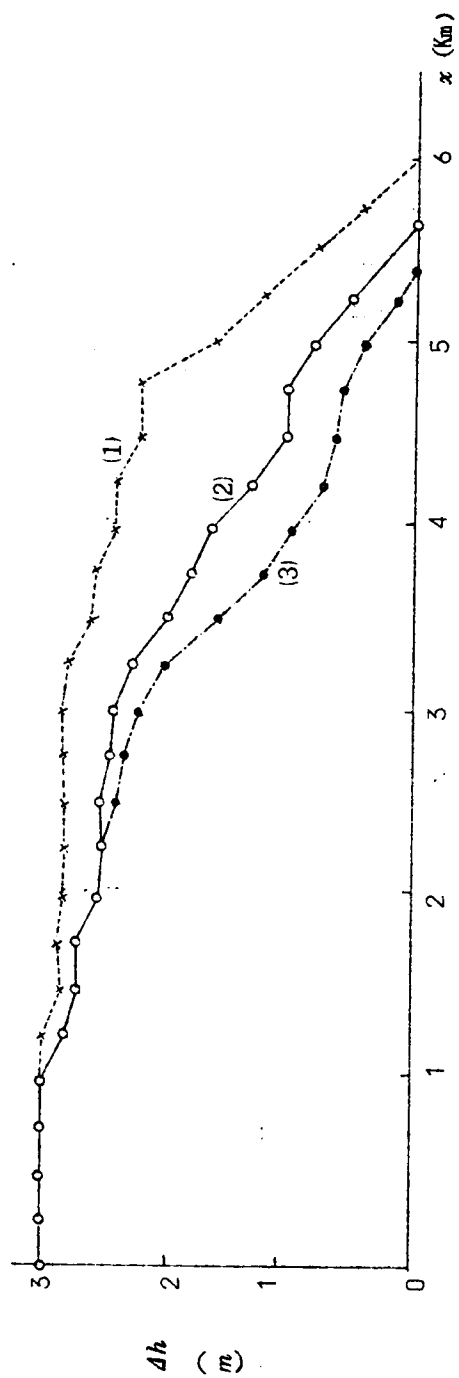


图 - 2 · 1 6 地下水位低下曲线 (断面 I)

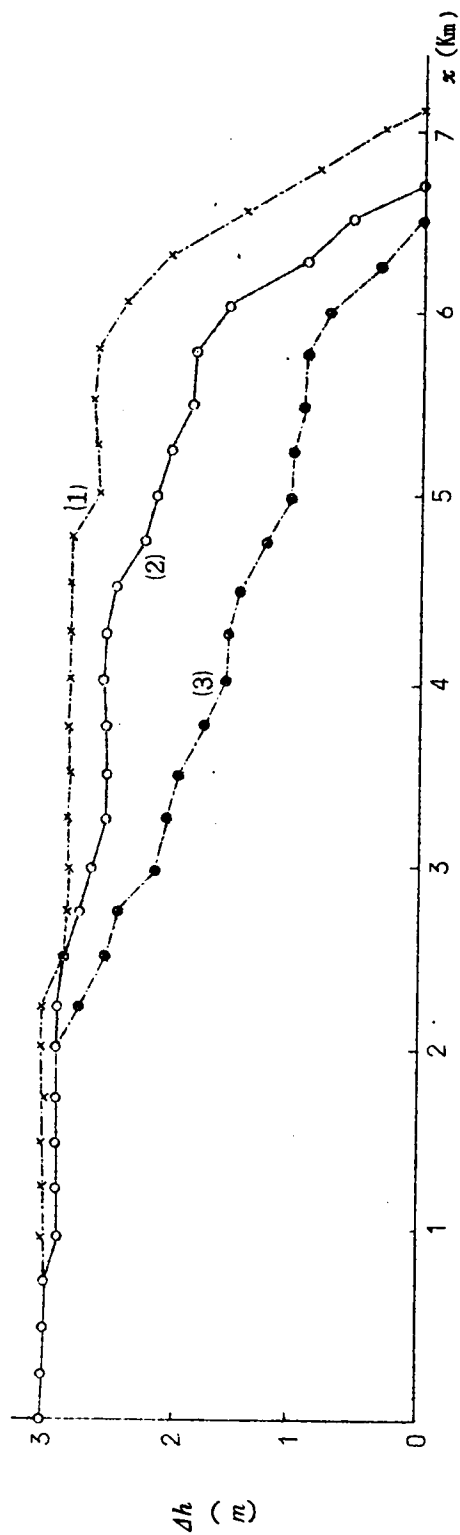


图 - 2 · 1 7 地下水位低下曲线 (断面 II)

2・3・5 考 察

この解析方法は、準深を求める過程において式(2・2)の仮説($q/k = \text{一定}$)を立てているが、(q/k)が一定でない場合にも適用でき、実際上仮説によつて解析法の適用範囲が限定されないことが望しい。以下に示す検討の結果が示すように、(q/k)の変化がきわめて大きくない限り上記の要望が満足され、準深を用いて解析することが可能であることが明らかとなつた。

1) q 、 k ともに一定、またはその比が一定である場合には、式(2・2)より明らかに準深は透水層厚さそのものである。

2) 多くの扇状地、三角洲などにおいては q 、 k ともに変化すると考える方がより一般的である。その変化の状態は上流へすすむにしたがつて構成土粒子は粗となり、 k は大きくなる。一方、下流に向つて地下水流が広がっているところから q は上流が大きく下流が小さいと考えるのが妥当である。以上は定性的ではあるが式(2・2)の成立の根拠となる考え方であり、常識的に準深の変化の状態は透水層厚さの変化と類似していると考えてよいであろう。

3) しかし、一般には(q/k) ~~≠~~一定である。

そこで(q/k)の値を変化させて解析した結果と本解析方法の結果、すなわち式(2・2)の仮説のもとに解析した結果とを比較し、どの程度の差が出るかを検討してみる必要がある。

① (q/k) = 一定：本解析方法による場合

② (q/k) ~~≠~~一定：任意に変化させる場合

同一断面で上記の2者の場合について解析した結果は以下に示すとおりで、両者の差は微小で、多くの場合十分許容しうる範囲内であること、すなわち(q/k)の値が変化しても式(2・2)の仮説を用いてよいことを示している。

2・3・4で示した断面Ⅰ、Ⅱについて上記の目的で実施した解析の結果をそれぞれ図-2・18、2・19に示す。

断面Ⅰについては、

$$\text{① } (q/k)_a = \frac{4.16}{100}$$

$$\text{② } (q/k) = \frac{2.08}{100} + \frac{2.08}{400} x \quad (x : \text{km})$$

断面Ⅱについては

$$\text{① } (q/k)_a = \frac{1.40}{100}$$

$$\text{② } (q/k) = \frac{0.70}{100} + \frac{0.70}{400} x \quad (x : \text{km})$$

である。

⑥の関係式は、 $x=0$ (原点) において⑤の (q/k) 値の2分の1、 $x=4.0$ km (A地点) において⑤の $(q/k)_a$ 値と等しくなるような直線とした。図-2・18、図-2・19において破線は⑤、実線は⑥の計算結果であり、この⑤と⑥の差が式(2・2)の仮説からくる誤差である。

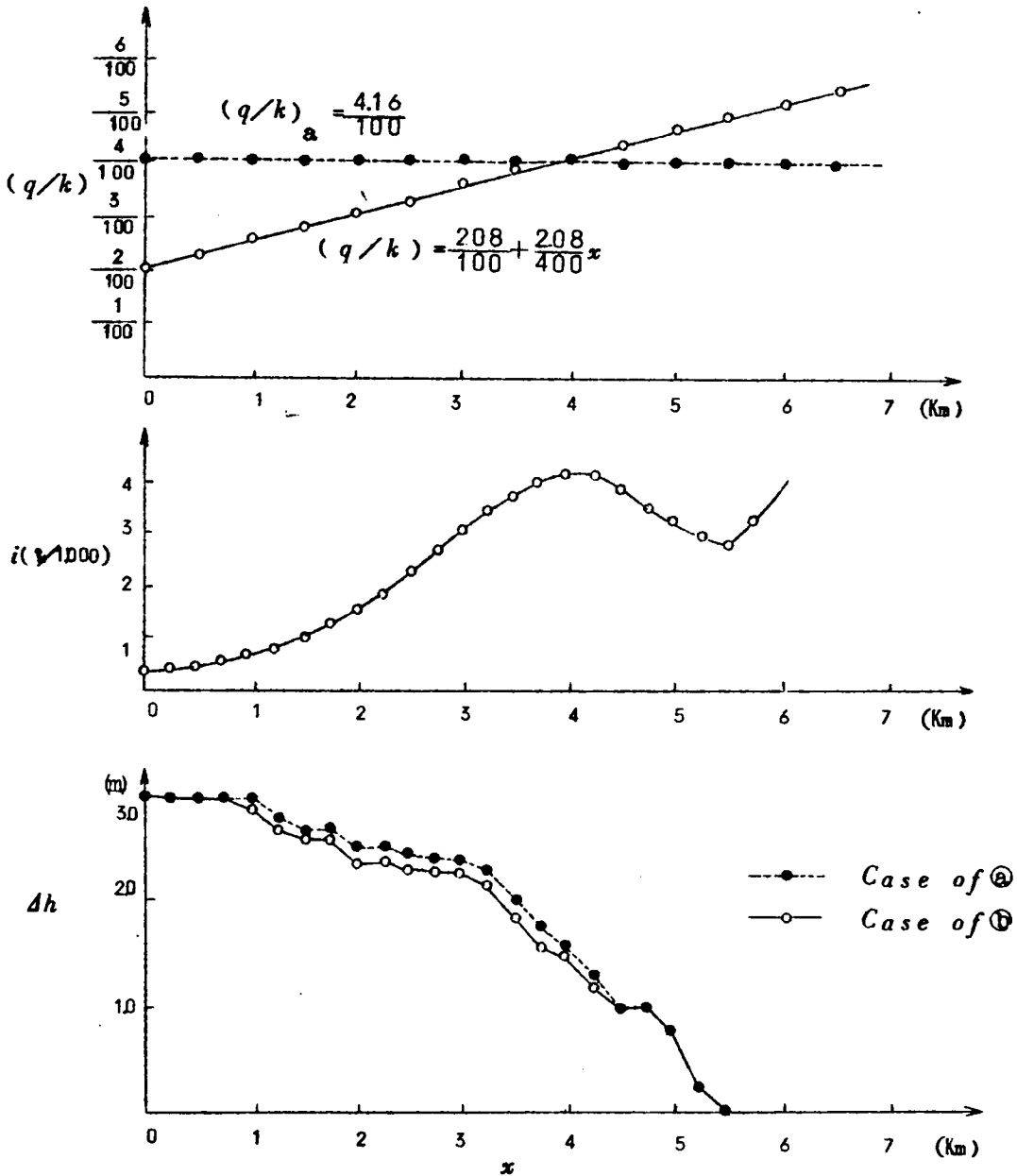


図-2・18 断面Ⅰでの検討

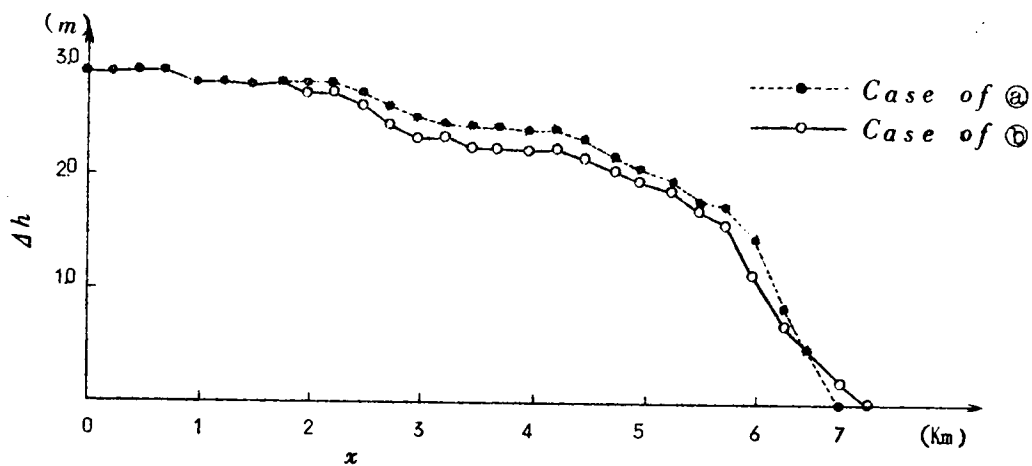
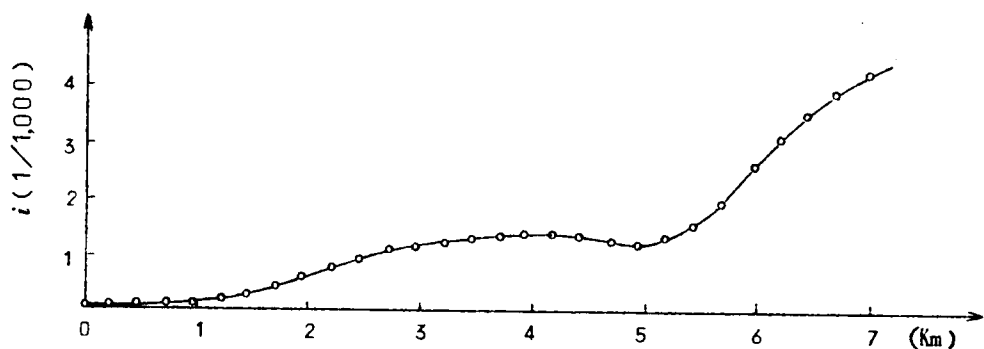
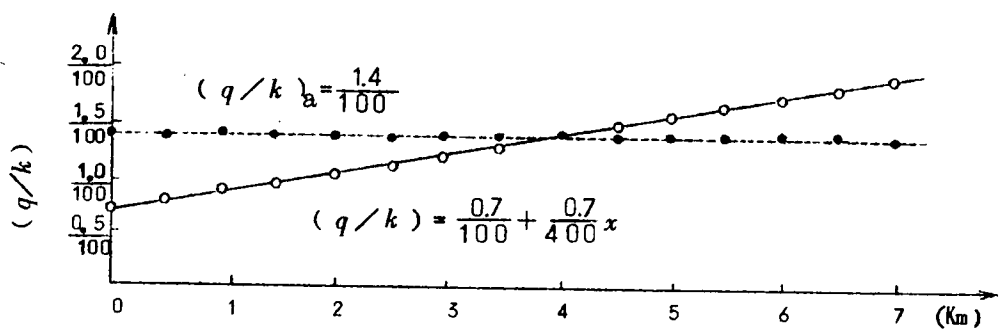


図 - 2・19 断面Ⅱでの検討

しかしその差の大きさからして、式(2・2)の仮説は本解析方法の適用範囲を厳しく限定するものではなく、 (q/k) の変化が地下水位変動の解析結果に与える影響は比較的小さいものであることがわかる。

さて、図-2・18 または図-2・19の㊸、㊹を比較してみると、いずれも㊹の水位低下量

は④のそれと比較して湖岸よりの距離 x が小さい範囲で小さく、 x が大きくなると水位低下量も大きくなる傾向がみられる。この点については、以下(2)で述べる $(q/k)_a$ の大きさと地下水位低下量の算定値との関係がそのまま現われている。

(2) $(q/k)_a$ の値と誤差

本解析方法の特徴は、最小限、縦断の一地点においてのみ透水層厚さを知れば、他地点では地下水位を測るだけで水位低下または上昇の解析ができることである。したがって最も測定容易な地点あるいは既存データのある地点を基点(A地点)とすればよい。

$(q/k)_a$ すなわち i_a, h_a の測定誤差が水位変動の解析結果におよぼす影響についてはすでに2・3・4で検討したように $(q/k)_a$ の値を実際より大きくとれば影響を過大評価し、逆に小さくとれば過小に算定することになる。しかし、大局的にその差は小さい。

いま、2地点以上で透水層厚さのデータが得られる場合には、 (q/k) を変数として取り扱うことが可能であることはすでに述べたが、また各データを独立に取り扱って本解析方法を適用し、おのおのの解析結果を相互比較して、妥当な地下水位形を決定すること、あるいは解析結果の信頼度を検討することも可能である。

(3) α について

式(2・14)の定義から、 α は地下水位の変化量 Δh に対する準深の変化量 ΔH の比 $(\Delta H/\Delta h)$ である。

これまでの計算例では、式(2・15)において $\alpha=1$ (自由地下水) と仮定しているが、さらに一般性をもたせるためには α の決定が必要であり、そのためにも α のもつ物理的な意味について考察しておかなければならない。

いま、図-2・20に示すような地下水流を考える。すなわち、縦断の基点Aにおける平均透水係数を k_a 、流線の巾を b_a 、考えている地点でのそれらをそれぞれ k, b とする。

地下水位低下量 Δh とその地下水位が変化する深さ(自由地下水であれば地下水面付近)の透水係数をとくに k_g で表わす。

従来の透水層厚さ等による表示は、

$$Q = k h i b = (k h - k_g \Delta h) i' \cdot b \quad \dots\dots\dots (1)$$

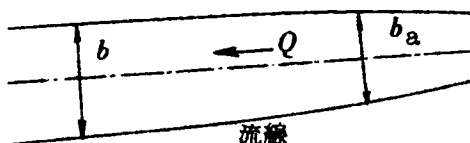
準深の表示によれば、

$$Q = k_a H i b_a = k_a (H - \Delta H) i' \cdot b_a \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。ただし、 i は地下水位低下前の地下水位勾配、 i' は地下水位低下後の地下水位勾配である。

両式の比をとると式(2・30)となる。

(Plan)



(Profil)

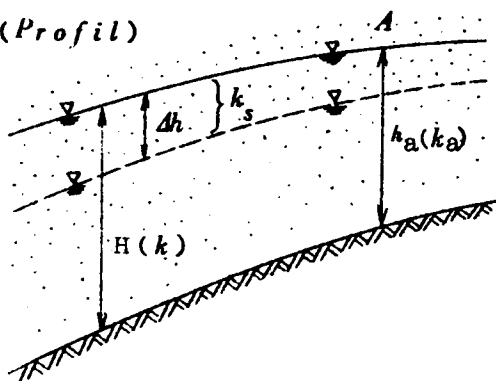


図 - 2・20 k_s の説明図

$$\left(\frac{\Delta H}{\Delta h}\right) = \frac{b k_s}{b_a k_a} (= \alpha) \dots \dots \dots (2.30)$$

また、 $b=b_a$ (地下水流が分散、集中しない準1次元流) の場合には、

$$= \frac{k_s}{k_a} \dots \dots \dots (2.30)$$

となる。

式 (2.30) から α の意味を理解することができよう。

k がすべての点で一定であれば $k_s = k_a$ であり、 $b=b_a$ であれば $\alpha=1$ となる。このような場合は透水係数が一様な自由地下水の場合に相当する。

また、完全被圧地下水の場合には k_a に対して $k_s=0$ (粘土層であるから) と考えてよく、したがって $\alpha=0$ となる。

したがって、被圧地下水の場合に $\alpha=0$ を前出の式 (2.15) に代入すれば $\Delta i=0$ となつて地下水位低下の影響は減衰なしに伝達されることになる。

以上のように、 α の決定には k_s (すなわち地下水位が上下する深さあたりの地層の透水係数) が非常に重要な意味をもつことがわかる。また、地下水流の分散、集中による影響については式 (2.30) から、 $b>b_a$ では α の値は大きくなる。すなわち下流側の水位変化の影響が上流へ行くにしたがつて早く消滅することになる。その逆もいえる。

しかし、実際問題として (k_s/k_a) を厳密に実測することはむずかしく、自由地下水の場合には $(k_s/k_a) \doteq 1$ 被圧地下水の場合には $(k_s/k_a) \doteq 0$ とおき、その中間の性質の場合には (k_s/k_a) を推定して α を決定しなければならない。

2.3.6 解析方法の特徴

湖水面などの変化に起因する地下水位変化の解析に準深の概念を導入し、数値計算、作図を駆使して準1次元定常地下水流としての立場から解析する方法を提案した。

本解析方法の特徴はつぎのようである。

(1) 透水層厚さ・透水係数・あるいは地下水流量を全域にわたって調査する必要がなく、縦断の任意の1地点においてのみ透水層厚さを調査し、全域については地下水位を測定して地下水位等高線を描けばよい。

一般にボーリングなどでは透水層と潜水層（地下水を貯留するが流動に参与しない層）の区別ができないが、本方法によればその必要がなく、しかも最も単純な地層構成の地点を基点（A地点）として選定できる。

(2) 解析計算はきわめて単純な作業であり、数値解法、図解法を用いるので境界条件によつて適用範囲が限定されることはない。

(3) たいいていの平坦部では、既存のボーリングデータが入手できるので、これらを利用すれば改めてボーリングや揚水試験をする必要もない。また、ボーリングなどによつて2地点以上で透水層厚さがわかれば、各地点を基点として解析した結果を比較し、検討することができる。

(4) 大局的に地下水の大勢を把握するのに好都合であり、現地の測定値の精度に応じて解析過程の計算の精度を自由にとりうる。

(5) 定常流としての解析であるから、変動の途中の過程を含まず、最終地下水位形に限られる。地下水位低下、または上昇が好ましくないという立場に立てば、最も危険側の状態を求めることになる。

なお、非定常流としての解析は2・5で述べる。

従来、広域地下水の調査、研究において、透水係数、透水層厚さなどの測定範囲と精度に実際上限度があつて多くは経験による推定の域に没滞していた観がある。これに対してここでは、大局的な立場から科学的、系統的に広域地下水を把握することをねらいとして、とくに地下水位変動について準深を用いた定量的な取扱いとしたものである。

2・4 定常地下水流の水位変化

前節では準1次元地下水流としての地下水位変化の解析方法を示したが、本節では地下水流のモデルについて地下水位変化そのものを検討し、その一般的な性質について論じる。

2・4・1 準深の値と地下水位変化量

自由地下水（ $\alpha=1$ ）の場合、準深の大きさ（または透水層厚さ）が地下水位変化量に与える影響を境界条件の単純なモデルについて考察すればつぎのような性質を有することがわかる。

地下水位低下前の準深 H 、初期の地下水位勾配 I 、および地下水位低下量 Δh の相関関係につい

て考察するため、図-2・21のような模式化した状態での地下水流を考える。

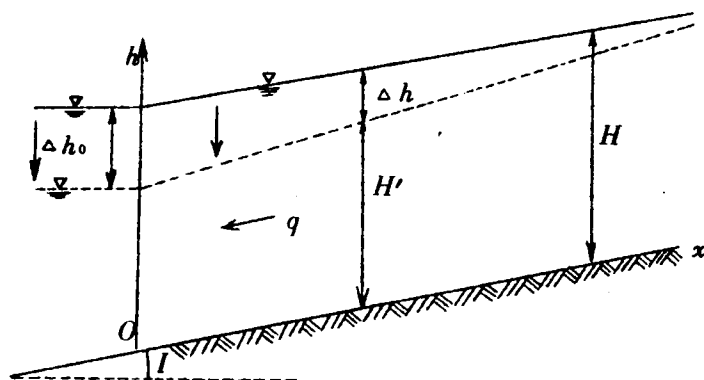


図-2・21 計算モデル

H 、 I を一定、また H' を地下水位低下後の準深($H' = H - \Delta h$)とすると、低下後の地下水位形、あるいは地下水位低下量は式(2・31)で表わされる。〔Appendix 1〕

$$\left. \begin{aligned} (H_0' - H') + H \ln \left(\frac{H - H_0}{H - H'} \right) &= I \cdot x \\ \text{または} \\ (\Delta h_0 - \Delta h) + H \ln \left(\frac{\Delta h_0}{\Delta h} \right) &= I \cdot x \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2 \cdot 31)$$

ただし、添字0は $x=0$ での値を示す。

$\Delta h_0 / H$ をパラメータとして、 x と $\Delta h / \Delta h_0$ との関係を図示したものが図-2・22である。

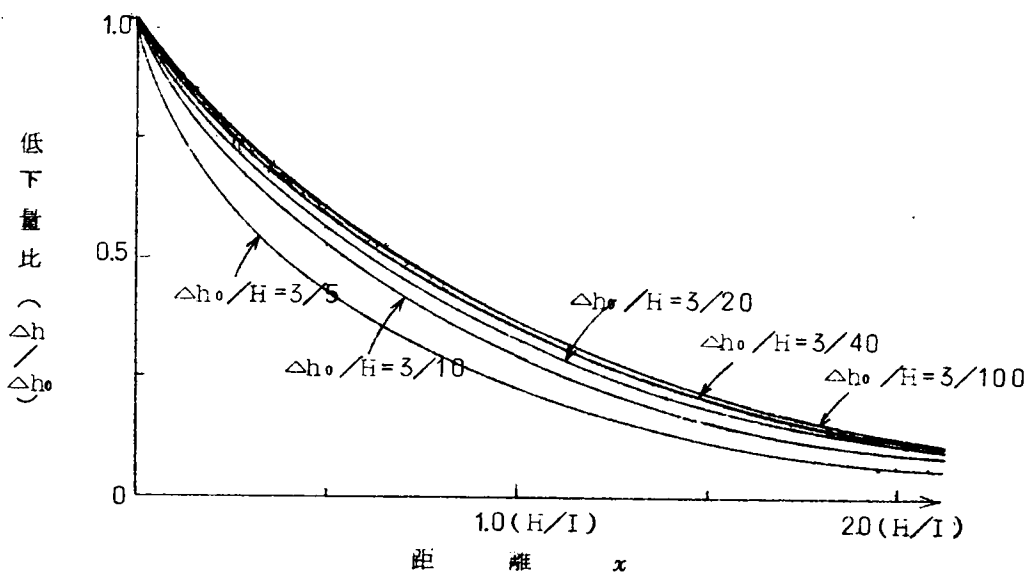


図-2・22 地下水位低下量曲線

同図から $\Delta h_0 / H$ の値が比較的小さい場合には、それが地下水位形におよぼす影響は小さいと考えてよい。この場合には Δh_0 の値を比較的自由に選んでも地下水位形は縦方向に同縮尺で縮小、あるいは拡大したものとなる。 Δh_0 が α 倍になれば Δh は α 倍となり、内そう法、あるいは外そう法によつて異つた低下量の地下水位形を推定することが可能である。また $\Delta h_0 / H$ の値が大きくなると上記の一次的な関係は成立しなくなり、 $\Delta h / \Delta h_0$ の値は小さくなる。

横軸の距離 x の単位は (H/I) であるから他の条件が同一なら、 H が α 倍になれば地下水位低下の影響は α 倍の距離に達する。また、 I が α 倍になれば逆に影響圏は $1/\alpha$ となる。図-2・23は、 $I = 1/100$ 、 $H = 20\text{m}$ で、(イ) $\Delta h_0 = 3.0\text{m}$ 、(ロ) $\Delta h_0 = 1.5\text{m}$ の両低下量曲線を比較して示したものである。

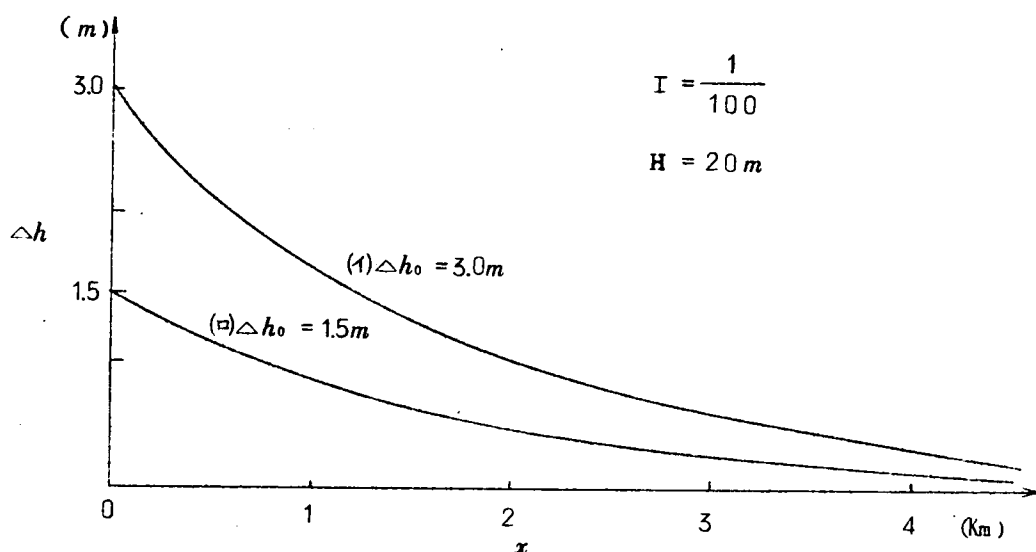


図-2・23 低下量曲線比較図

以上より、透水路厚さが小さいほど、地下水位勾配が大きいほど、地下水位低下の影響は小さいこと、また $\Delta h_0 / H$ の値が比較的小さい場合には Δh を Δh_0 と同倍率で縮小あるいは拡大することによつて $\Delta h'_0$ に対応する $\Delta h'$ を近似的に求めうることがわかる。

また、つぎのように理解することもできる。

式 (2・12)、(2・15) から、

$$\text{地下水位の変化前} : I = (q/k)_a \cdot \frac{1}{H}$$

$$\text{地下水位の変化後} : I + \Delta i = (q/k)_a \cdot \frac{1}{H - \Delta h}$$

両式により $(q/k)_a$ を消去すると式 (2・32) を得る。

$$\Delta i = \frac{\Delta h \cdot I}{H - \Delta h} \dots\dots\dots (2.32)$$

Δi は水位変化量の減少の大小をあらわす尺度と考えてもさしつかえないのでこれを減少勾配と呼ぶことにすると、 H が Δh に較べて比較的大きい場合には、減少勾配 Δi は近似的に H に逆比例し、 Δh と I に比例する。

いま、準深が $H/2$ の場合について考察するため、式(2.32)の H の代りに $H/2$ を入れると式(2.32₁)となる。

$$\Delta i_{H/2} = \frac{2 \Delta h_{H/2} \cdot I}{H - 2 \Delta h_{H/2}} \quad (\text{または } \frac{\Delta h_{H/2} \cdot I}{H/2 - \Delta h_{H/2}}) \dots\dots\dots (2.32_1)$$

ここに添字($H/2$)は準深が $H/2$ の場合であることを示している。

式(2.32)、(2.32₁)より、式(2.33)となる。

$$\frac{\Delta i_{H/2}}{\Delta i_H} = \frac{H - \Delta h_H}{H/2 - \Delta h_{H/2}} \cdot \frac{\Delta h_{H/2}}{\Delta h_H} \dots\dots\dots (2.33)$$

水位変化の起る原点0においてはもちろん $\Delta h_H = \Delta h_{H/2} = \Delta h_0$ であるから、原点付近においては準深が(何)の場合の水位低下に較べて($H/2$)の場合には減少勾配 Δi は約2倍、あるいはそれ以上である。すなわち上流に向つて2倍の早さで地下水位低下量が減少する。その結果、 $\Delta h_H > \Delta h_{H/2}$ となり、また上流に至つて $\Delta h_H = 2 \Delta h_{H/2}$ となる地点では、式(2.33)にこれを代入すると $\Delta i_{H/2} = \Delta i_H$ となる。図-2.24はその計算例を示したものであり、
 ① ($\Delta h_0/H$) = (3/40)、② ($\Delta h/H$) = (3/20)、③ ($\Delta h/H$) = (3/10)、④ ($\Delta h/H$) = (3/5)の各々の低下量曲線である。②、③についていえば原点 $x=0$ (水位低下量はともに Δh_0)から上流に向つて両者とも Δh は減少を始めるが、その減少勾配 Δi は③が②の約2倍である。上流へすすむにつれて Δh は減少し $\Delta h_{③} = \Delta h_{②}$ のところで減少の割合は等しくなる。たとえば②において $\Delta h = 2.0$ m ($x = 0.55$ km)における減少勾配は $\Delta i = 11/1,000$ 、また③の $\Delta h = 1.0$ m ($x = 0.89$ km)において $\Delta i = 11/1,000$ となり、両者は等しくなる。④または①についても同様に考察することができる。

[Appendix 1]

図-2.21に示すような地下水流を式(1)であらわす。

$$q = k i H = k \left(I + \frac{d h}{d x} \right) h \dots\dots\dots (1)$$

式(1)を変形して、

$$\frac{d h}{d x} = (q/k) \frac{1}{h} - I$$

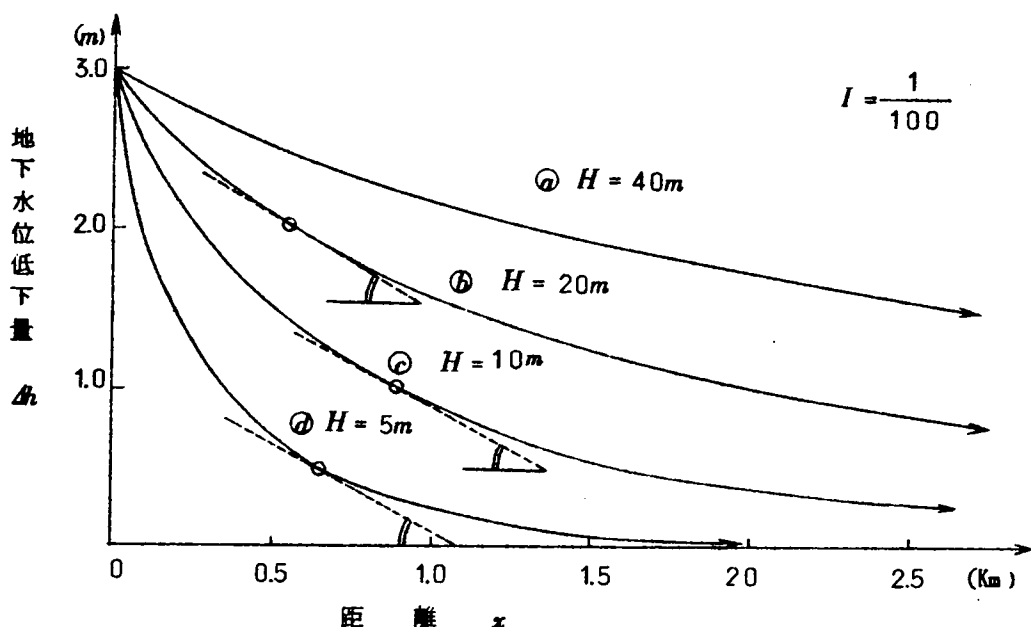


図 - 2.24 低下曲線の比較

または

$$dx = \frac{h}{(q/k) - I h} dh \quad \dots\dots\dots (2)$$

境界条件 $x=0 : h=H_0' (=H - \Delta h_0)$ で積分すると、式(3)、式(4)を得る。

$$x = \frac{1}{I^2} \left\{ y - (q/k) \ln y \right\} \frac{(q/k) - I h}{(q/k) - I H_0'} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに $y = (q/k) - I h$ である。

$$I (H_0' - h) + (q/k) \cdot \ln \frac{I H_0' - (q/k)}{I h - (q/k)} = I^2 x \quad \dots\dots\dots (4)$$

さらに $(q/k) \frac{1}{I} = h = H$ とおくと、式(4)は式(2.31₁)となる。

$$H_0' - H + H \ln \left(\frac{H - H_0'}{H - H'} \right) = I x \quad \dots\dots\dots (2.31_1)$$

また、 $H - H_0' = \Delta H_0$ 、 $H - H' = \Delta h$ とおくと式(2.31₁)は式(2.32₂)となる。

$$(\Delta h - \Delta h_0) + H \ln \left(\frac{\Delta h_0}{\Delta h} \right) = I \cdot x \quad \dots\dots\dots (2.31_2)$$

2・4・2 被圧地下水の水位変化

地下水位測定の結果をみると、地表に近い部分の地下水位に較べて深い部分の地下水位が高い場合が多く、またその逆も存在する。このような性状は深い部分と浅い部分の透水性の差に起因するものであり被圧地下水の様相を呈しているためである。すなわち地層構成に起因するものである。

(ただし、準深という概念で考える場合にはこのような部分的な差異を定量的に取り扱うのではなく、考えている地点の鉛直断面全体を通過する地下水を総括的にとらえているため、必ずしも準深によつて上記の現象を説明することはできない。)

いま、被圧地下水帯のみ、あるいは自由 - 被圧地下水帯の混在している場合のとくに被圧地下水の水位と水位変化について考えてみる。

被圧地下水帯中を通過する地下水流量が一定の場合には、下流地点の水位変化は減衰することなく上流側に伝わることはすでに述べた。式(2・15)における $\alpha=0$ となり、地下水位勾配は水位変化の前後で等しくなることから明らかである。

しかし、水位変化の前後で地下水流量が変化する場合、たとえば被圧地下水帯が上流で湖沼等の表面水に開いており、その開口地点の水位が水位変化とは別に決まるとき、あるいは自由 - 被圧地下水帯の2重構造において被圧地下水帯の部分にのみ着目するときの水位と水位変化量について、つぎのように考察することができる。

図-2・25に示すような被圧地下水帯を考えると式(2・34)が成立する。

$$(q/k)_a = H(x) \frac{dh}{dx} \dots\dots\dots (2 \cdot 34)$$

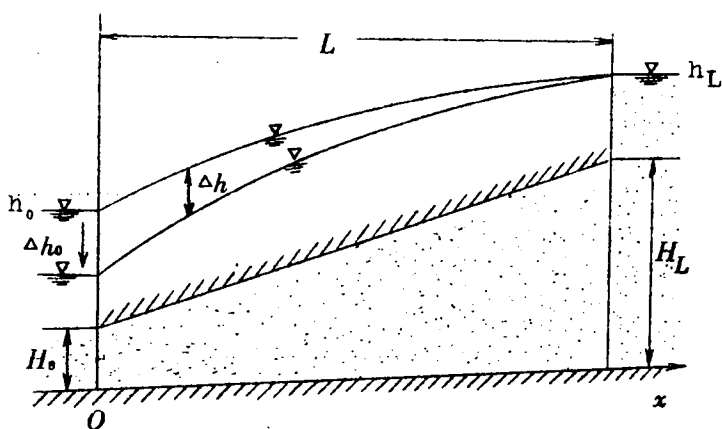


図 - 2・25 被圧地下水帯の準深が1次関数で表わされる場合

ここに、 h を地下水位の標高、 $H(x)$:被圧地下水層の準深または透水層厚さとする。

$x=0: h=h_0$, $x=L: h=h_L$ の境界条件で式(2・34)を積分すると式(2・35)を得る。

$$\frac{h-h_0}{h_L-h_0} = \frac{\int_0^x 1/H \, dx}{\int_0^L 1/H \, dx} = G(x) \quad (2 \cdot 35)$$

いま、 h_0 が $(h_0 - \Delta h_0)$ に変化し、 h_L が変化しないときには、式(2・36)が成立する。

$$\frac{(h-\Delta h) - (h_0 - \Delta h_0)}{h_L - (h_0 - \Delta h_0)} = G(x) \quad (2 \cdot 36)$$

ただし、このとき被圧地下水帯中の流量を q' とすると、

$$\frac{q'}{q} = \frac{h_L - (h_0 - \Delta h_0)}{h_L - h_0} \quad (2 \cdot 37)$$

となる。

式(2・35)、式(2・36)の両式の左辺を等しいとくと、

$$\frac{\Delta h_0 - \Delta h}{\Delta h_0} = \frac{h-h_0}{h_L-h_0} = G(x) \quad (2 \cdot 38)$$

となる。

式(2・38)から、 $(\Delta h_0 - \Delta h)$ は $(h-h_0)$ に比例することがわかる。すなわち任意の点の地下水位変化量とその点の地下水位とは一連の関係のあることを見出すことができる。この特性については2・4・3でさらに詳しく、一般的な場合について明確にすることができた。

いま、図-2・25に示すように準深または透水層厚さが直線的に変化し、 $H(x)$ が x の1次関数

$$H(x) = H_0 + \frac{H_L - H_0}{L} \cdot x$$

であらわされるときには式(2・39)が成立する。

$$G(x) = \frac{\ln \left\{ 1 + (x/L) (H_L/H_0 - 1) \right\}}{\ln (H_L/H_0)} \quad (2 \cdot 39)$$

$$\frac{\Delta h}{\Delta h_0} = \frac{(h_L - h)}{(h_L - h_0)} = 1 - G(x)$$

図-2・26は (H_L/H_0) をパラメータとして描いた地下水位または地下水位変化量の分布である。

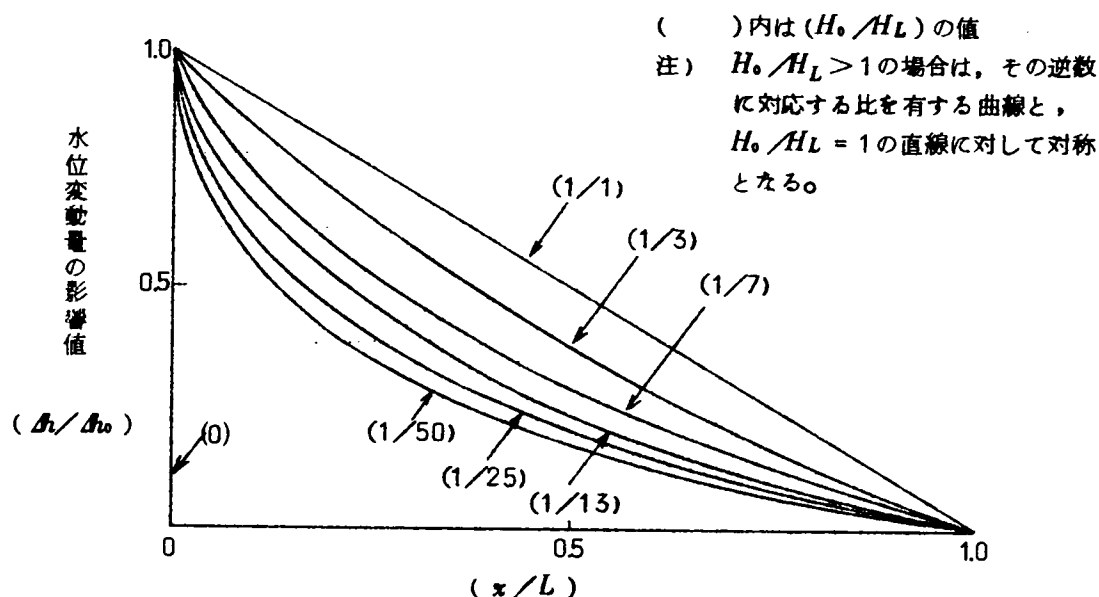


図 - 2.26 (H_0/H_L) の値と水位変動量の影響値

また、 h_L のみが増加する場合には、全く同様な考え方に基づいて式 (2.40) を導くことができる。

$$\frac{\Delta h}{\Delta h_L} = \frac{h - h_0}{h_L - h_0} = G(\alpha) \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

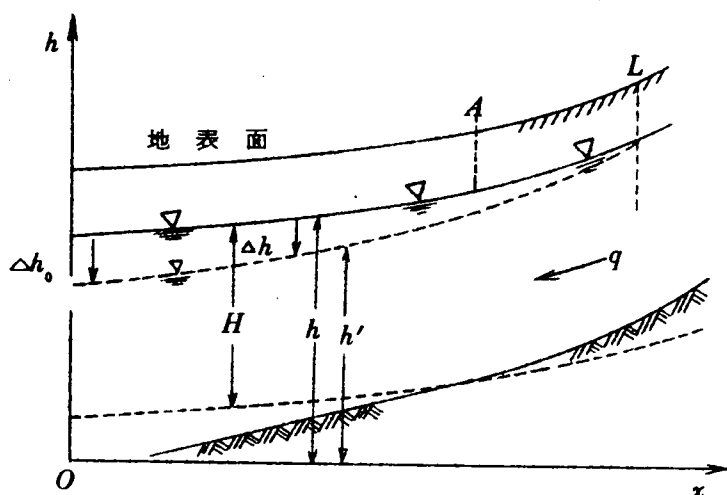
したがって図 - 2.26 を応用して水位変化量を求める場合には、 $(\Delta h / \Delta h_0)$ 、 (h_0 / h_L) をそれぞれ $(\Delta h / \Delta h_L)$ 、 (h_L / h_0) と交換し、さらに縦軸の目盛りの取り方を上下逆にすればよい。

また h_0 、 h_L の両方が増加する場合には両者による地下水位低下の影響を別々に求め、重ね合わせの原理を用いて計算することができる。たとえば、下流端で Δh_0 の水位変化、上流端で Δh_L の変化が同時にある場合に、任意の地点 M の水位変化 Δh_m を求めるには、 Δh_0 のみによつて生じる地点 M の水位変化量 Δh_{m0} と Δh_L のみによつて生じる地点 M の Δh_{mL} とを別々に計算し両者を加え合せて Δh_m を求める。

$$\Delta h_m = \Delta h_{m0} + \Delta h_{mL} \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

2・4・3 地下水位と水位変化量の相関

図-2.27に示すような準1次元定常地下水流において、下流側における水位変化が上流側に影響する際、上流の各地点の水位と水位変化量の関係についてつぎのように考察することができる。



☒ - 2 • 2 7

h を地下水位の標高、 H を準深または透水層厚さとするとき次式が成立する。

$$(q/k)_a = H \frac{dh}{dx} \dots\dots\dots (2.42)$$

$x=0$ において Δh_0 の水位低下があり，上流側に向つて $x=L$ のとき見かけ上 $\Delta h_L=0$ となる場合には，

式 (2・42) を $x=0: h=h_0$, $x=L: h=h_L$ の境界条件で積分すると,

$$h - h_0 = \frac{h_L - h_0}{\int_0^L 1/H \, dx} \int_0^x 1/H \, dx \dots\dots\dots (2.43)$$

となる。

全く同様に変化後の水位 h' に対しても式 (2・43₁) が成立する。

$$h' - h'_0 = \frac{h_L - h'_0}{\int_0^L 1/H' dx} \int_0^x 1/H' dx \dots\dots\dots (2.43_1)$$

$H \gg 4h$ (または $H = H'$) の場合には式 (2・43), 式 (2・43₁) の比をとると, 式 (2・43₂) が成立する。

$$\frac{h - h_0'}{h - h_0} = \frac{h_L - h_0'}{h_L - h_0} \dots\dots\dots (2.43)$$

両辺に (-1) を加えると、

$$\text{左辺} = \frac{h' - h_0'}{h - h_0} - 1 = \frac{(h_0 - h_0') - (h - h')}{h - h_0} = \frac{\Delta h_0 - \Delta h}{h - h_0}$$

$$\text{右辺} = \frac{h_L - h_0'}{h_L - h_0} - 1 = \frac{h_L - h_0'}{h_L - h_0} = \frac{\Delta h_0}{h_L - h_0}$$

したがって、これらを式 (2・43₂) に代入すると

$$\frac{\Delta h_0 - \Delta h}{h - h_0} = \frac{\Delta h_0}{h_L - h_0} \quad (= \text{一定}) \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 44)$$

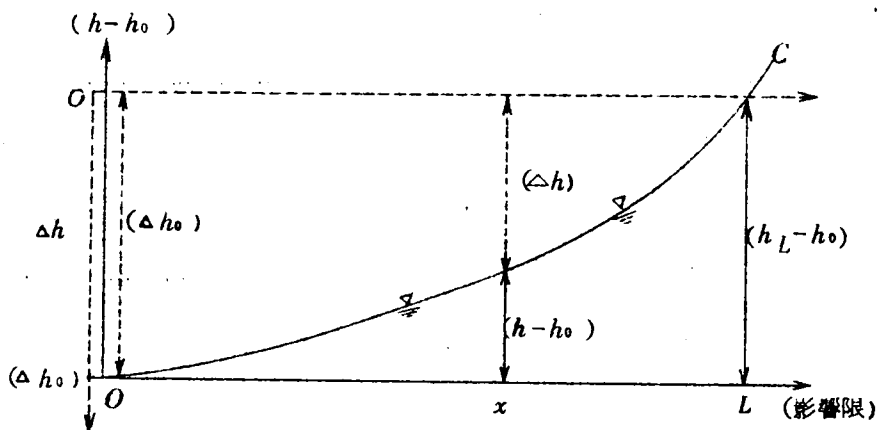
が成立する。

式 (2・44) は被圧地下水の水位変化の式 (2・38) と同型である。

この式 (2・44) は地下水位と地下水位低下量の関係について重要な意味を持つているが 2・4・2 の場合をも合せてつぎのように解釈することができる。

式 (2・44) の左辺の分子 $(\Delta h_0 - \Delta h)$ は水位変化の原点における水位変化量 Δh_0 と、考えている当該地点における水位変化量 Δh との差 (水位変化量の減少量) である。一方、分母 $(h - h_0)$ は、原点における地下水位を基準にとつて測つた当該地点の地下水位 (地下水位の増加量) である。したがって水位変化量 (準深の変化量) が透水路厚さ (準深) に較べて小さい場合には、水位変化量の減少量と地下水位の増加量の比は一定となる。

図 - 2・28 はこの関係を図式化したものである。横軸には水位変化の原点 O より距離 x をとる。 L は水位変化の及ぶ限界点であり別に決定しなければならない。実線で示す縦軸は $(h - h_0)$ である。 $x \sim (h - h_0)$ の関係を曲線 C に示している。いま、破線で示すような座標系をとり、 $(h_L - h_0)$ を Δh_0 に対応させるならば、 $x \sim \Delta h$ の関係は破線の座標系の曲線 C から読みとることができる。



..... 図 - 2・28 地下水位と地下水位低下量の関係

このように、地下水位変化の上流への影響範囲と大きさは地下水位の分布に関係しており、地下水位勾配の大きいところで影響量は急激に減少することがわかる。以上の性質は地下水位変化の影響を論ずるとき重要である。

2・5 非定常地下水の水位変動の解析方法⁵⁾

本節では、地下水位の変動の解析方法について述べ、その解析例および考察を行なう。

2・3で取扱ったような時間の項を考慮しない場合の地下水位変化と区別して、時間の項を考慮した場合を地下水位変動と呼ぶことにする。地下水流を2・3で述べたように定常地下水流として取り扱うか、あるいは非定常流として取扱うかは地下水位変動の性状によることは勿論のこと、研究や調査の目的、あるいは要求する精度によつて決定されるべきである。

しかし、一般に地下水位変動は極めて緩慢で長期に亘り、かつ広範囲が対象になることを考えるとき非定常地下水流としての取扱いの意義はおのずから認識されるところである。

2・5・1 基礎式の誘導

地下水流の運動方程式として Darcy の法則を用い式 (2・45) で表わす。

$$q(x, t) = -k_a H(x, t) \frac{\partial f(x, t)}{\partial x} \dots\dots\dots (2 \cdot 45)$$

ここに、準深 H は式 (2・3) で定義される準1次元地下水流の場合の値である。

また、 f は地下水位である。定常地下水流としての解析には地下水位として h を用いたが、非定常地下水流の場合を区別するためとくに記号 f を用いる。

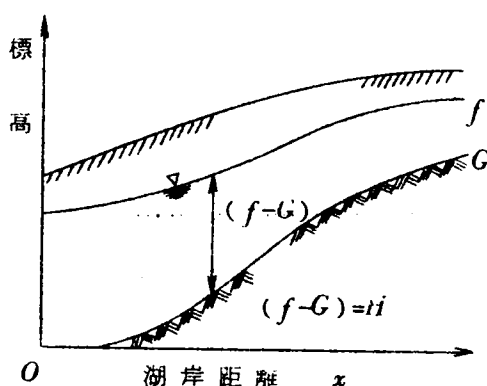


図-2・29

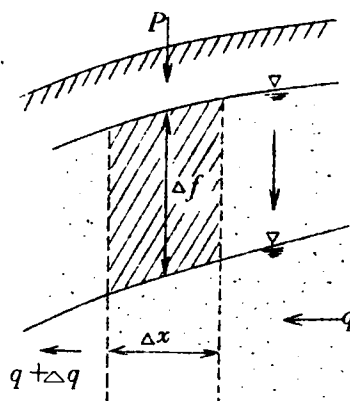


図-2・30

また、地下水流は連続の関係を満足しなければならないから、図-2・30を参照して式(2・46)が成立する。

$$\frac{\partial q}{\partial x} = -\beta \frac{\partial f}{\partial t} + \Delta p \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 46)$$

ここに、 β ：有効空けき率（または貯留係数）、 Δp ：降雨浸透など地下水への添加量の増分である。地下水位変動と無関係に最初から存在する地下水かん養量 p についてはすでに準深 H の中に抱合されているのでとくに考慮する必要はなく、地下水位変動によつて生ずる地下水かん養量の増分 Δp のみを考えればよい。

式(2・45)、式(2・46)より式(2・47)が成立する。

$$\left(\frac{\beta}{k_a}\right) \frac{\partial f}{\partial t} = H \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{\partial H}{\partial x} \frac{\partial f}{\partial x} + \frac{\Delta p}{k_a} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 47)$$

式(2・47)の偏微分方程式は非線型であるため一般に解くことができず、また満足すべき境界、初期条件も不規則な値をとるのが普通であるからこの微分式を式(2・48)の差分で近似する。

$$F_m(\Delta t) = F_m + A \left\{ H_m (F_{m+1} - 2F_m + F_{m-1}) + \frac{1}{4} (H_{m+1} - H_{m-1}) (F_{m+1} - F_{m-1}) \right\} + \frac{\Delta p_m \Delta t}{\beta} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 48)$$

$$A = \frac{k_a \cdot \Delta t}{\beta \cdot (\Delta x)^2}$$

ここに、 F ：差分式で近似した地下水位、添字については、 F_m ： $x=m$ 、 $t=t$ の F を、 $F_m(\Delta t)$ ： $x=m$ 、 $t=(t+\Delta t)$ の F を意味し、 $(m \pm 1)$ は $(x \pm \Delta x)$ の位置を表示している。

また、地下水位変化量と準深の変化量が等しい($\alpha=1$)自由地下水の場合には式(2・48)において $H=F-G$ とにおいて式(2・49)で表わすことができる。

$$F_m(\Delta t) = F_m + A \left\{ (F_m - G_m) \cdot (F_{m+1} - 2F_m + F_{m-1}) + \frac{1}{4} (F_{m+1} - F_{m-1})^2 - \frac{1}{4} (F_{m+1} - F_{m-1}) \cdot (G_{m+1} - G_{m-1}) \right\} + \frac{\Delta p_m}{\beta} \Delta t \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 49)$$

ここに、 G ：準不透水層面の位置を表わしている。

さらに、簡単な近似式としては式(2・50)を示すことができる。

$$F_m(\Delta t) = F_m + A \left\{ H_{m+1} (F_{m+1} - F_m) - H_m (F_m - F_{m-1}) \right\} + \frac{\Delta p_m}{\beta} \Delta t$$

または、

$$F_m(\Delta t) = F_m + A \{ H_m (F_{m+1} - F_m) - H_{m-1} (F_m - F_{m-1}) \} + \frac{\Delta P_m}{\beta} \Delta t \quad (2 \cdot 50)$$

2・5・2 差分のとり方

微分方程式 (2・45), (2・46) の q, f に対して差分表示では q, F の記号で表わし、両者の差が累積しないための条件、すなわち差分式による解が発散、振動しないために満足すべき条件を求める。

式 (2・45), 式 (2・46) を Taylor 展開してそれぞれ式 (2・51), 式 (2・52) で表わす。

$$q_m = -\frac{k_a H_m}{2 \Delta x} \left\{ (f_{m+1} - f_{m-1}) - \frac{(\Delta x)^3}{3} \cdot \frac{\partial^3 f}{\partial x^3} \right\} \quad (2 \cdot 51)$$

$$f_m(\Delta t) - f_m = \frac{\Delta t}{2 \beta \Delta x} \left\{ q_{m+1} - q_{m-1} - \frac{(\Delta x)^3}{3} \cdot \frac{\partial^3 q}{\partial x^3} \right\} + \frac{(\Delta t)^2}{2} \frac{\partial^2 f}{\partial t^2} + \frac{\Delta P_m \Delta t}{\beta} \quad (2 \cdot 52)$$

一方、式 (2・45), (2・46) を差分表示にしてそれぞれ式 (2・53), (2・54) で表わす。

$$\dot{q}_m = -\frac{k_a H_m}{2 \Delta x} (F_{m+1} - F_{m-1}) \quad (2 \cdot 53)$$

$$F_m(\Delta t) - F_m = \frac{\Delta t}{2 \beta \Delta x} (\dot{q}_{m+1} - \dot{q}_{m-1}) + \frac{\Delta P_m \Delta t}{\beta} \quad (2 \cdot 54)$$

$\epsilon = (f - F)$ とおくと式 (2・51), (2・52), (2・53), (2・54) より式 (2・55) を導くことができる。〔Appendix 2〕

ここに、 ϵ は微分方程式による地下水位の解 (真の値と考えてよい) と差分式による地下水位の解 (近似解) との差である。

$$\begin{aligned} \epsilon_m(\Delta t) = & \epsilon_m + \frac{k_a \Delta t}{4 \beta (\Delta x)^2} \{ H_{m+1} (\epsilon_{m+2} - \epsilon_m) - H_{m-1} (\epsilon_m - \epsilon_{m-2}) \} \\ & - \frac{k_a \Delta t \Delta x}{12 \beta} \left\{ H_{m+1} \frac{\partial^3 f}{\partial x^3} - H_{m-1} \frac{\partial^3 f}{\partial x^3} \right\} \\ & + \frac{\Delta t}{2} \left\{ \frac{1}{\beta} \frac{(\Delta x)^2}{3} \cdot \frac{\partial^3 q}{\partial x^3} + \Delta t \frac{\partial^2 f}{\partial t^2} \right\} \quad (2 \cdot 55) \end{aligned}$$

一般にHはxの関数であるが、いま誤差が累積しないための目安を得るという目的からこれを定数として取り扱い、また、

$$\left. \frac{\partial^3 f}{\partial x^3} \right|_{m+1} = \left. \frac{\partial^3 f}{\partial x^3} \right|_{m-1} \quad \text{とおくと式 (2.56) が得られる。}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_m (\Delta t) = & \left(1 - \frac{A H}{2}\right) \epsilon_m + \frac{A H}{2} \cdot \frac{\epsilon_{m+2} + \epsilon_{m-2}}{2} \\ & - \frac{\Delta t}{2} \left\{ \frac{(\Delta x)^2}{3 \beta} \cdot \frac{\partial^3 q}{\partial x^3} + \Delta t \frac{\partial^2 f}{\partial t^2} \right\} \dots\dots\dots (2.56) \end{aligned}$$

$$A = \frac{k_a \cdot \Delta t}{\beta (\Delta x)^2}$$

誤差の累積を防ぐためには、右辺の第1項の係数が1と-1の間に存在することが好ましい。
したがって、

$$\frac{4 \beta (\Delta x)^2}{k_a H} > \Delta t > 0 \quad \dots\dots\dots (2.57)$$

また第2項の係数が1より小さく、かつ-1より大きいためには式(2.58)が満足されなければならない。

$$\frac{2 \beta (\Delta x)^2}{k_a H} > \Delta t > -\frac{2 \beta (\Delta x)^2}{k_a H} \quad \dots\dots\dots (2.58)$$

したがって式(2.57)、(2.58)より式(2.59)が満足されることが必要である。

$$\frac{2 \beta (\Delta x)^2}{k_a H} > \Delta t > 0 \quad \dots\dots\dots (2.59)$$

また、第3項が0となりうる関係を求めると、

$$\Delta t = \frac{\beta (\Delta x)^2}{3 k_a H} \quad \dots\dots\dots (2.60)$$

となる。⁶⁾ [Appendix 3]

以上の考察は、差分のとり方の目安を得るということを目的としており、H、b、βなどが定数であると仮定しているため、これらが変化する一般的な場合を厳密に説明するものではない。しかしΔt、Δxの値を勝手に決めることが許されないことは明らかであり、式(2.59)、式(2.60)を基準として比較的効率のよい選定を行なうことができる。

具体的な計算過程において解の発散および振動は地下水位変動の計算結果をみれば容易に発見することができる。その場合にはΔtをより小さくするか、Δxを大きな値に変えなければならない。式(2.58)から、Δtを小さくするよりむしろΔxを大きくとる方が2乗で入っているのよ

り少ない調整で満足される。また、 Δt を小さくとり過ぎることはないが、むやみに計算量を多くするので必ずしも好ましい状態ではなく、 Δx が定まっている場合にはむしろ発散しない範囲で Δt を大きくとる方が効率がよい。また Δt が定まっている場合には発散しない範囲で Δx を小さくとる方が精度の高い結果を得ることができる。

[Appendix 2]

式 (2・51) , (2・53) より式 (1) を得る。

$$q_m - \dot{q}_m = -\frac{k_a H_m}{2\Delta x} \left\{ (\epsilon_{m+1} - \epsilon_{m-1}) - \frac{(\Delta x)^3}{3} \cdot \frac{\partial^3 f}{\partial x^3} \right\}_m \dots\dots\dots (1)$$

また、式 (2・52) , (2・54) より式 (2) を得る。

$$\epsilon_m (\Delta t) - \epsilon_m = \frac{\Delta t}{2\beta\Delta x} \left\{ (q_{m+1} - \dot{q}_{m+1}) - (q_{m-1} - \dot{q}_{m-1}) - \frac{(\Delta x)^3}{3} \cdot \frac{\partial^3 q}{\partial x^3} \right\}_m + \frac{(\Delta t)^2}{2} \cdot \frac{\partial^2 f}{\partial t^2} \Big|_m \dots\dots\dots (2)$$

式 (1) , (2) より q を消去すると式 (3) を得る。

$$\begin{aligned} \epsilon_m (\Delta t) - \epsilon_m &= \frac{k_a \Delta t}{4\beta (\Delta x)^2} \left\{ H_{m+1} (\epsilon_{m+2} - \epsilon_m) - H_{m-1} (\epsilon_m - \epsilon_{m-2}) \right\} \\ &- \frac{k_a \Delta t}{4\beta (\Delta x)^2} \left\{ H_{m+1} \frac{(\Delta x)^3}{3} \cdot \frac{\partial^3 f}{\partial x^3} \Big|_{m+1} - H_{m-1} \frac{(\Delta x)^3}{3} \cdot \frac{\partial^3 f}{\partial x^3} \Big|_{m-1} \right\} \\ &+ \frac{(\Delta t)^2}{2} \cdot \frac{\partial^2 f}{\partial t^2} \Big|_m + \frac{\Delta t (\Delta x)^2}{6\beta} \cdot \frac{\partial^3 q}{\partial x^3} \Big|_m \dots\dots\dots (2・55) \end{aligned}$$

[Appendix 3]

式 (2・56) の右辺の第3項を、

$$R = \frac{(\Delta x)^2}{3\beta} \cdot \frac{\partial^3 q}{\partial x^3} + \Delta t \frac{\partial^2 f}{\partial t^2} \dots\dots\dots (1)$$

とおく。さらに、

$$\frac{\partial q}{\partial x} = -\beta \frac{\partial f}{\partial t} \dots\dots\dots (2)$$

$$\beta \frac{\partial f}{\partial t} = k_a H \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \dots\dots\dots (3)$$

が成立することは明白であり、これら式 (2) , (3) を式 (1) に代入すると式 (4) となる。

$$R = -\frac{(\Delta x)^2}{3} \cdot \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\partial f}{\partial t} \right) + \frac{k_a H \Delta t}{\beta} \cdot \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \right) \dots\dots\dots (4)$$

ここで、式(2・60): $\Delta t = \frac{\beta (\Delta x)^2}{3 k_a H}$ を式(4)に代入すれば $R=0$ となることがわかる。

2・5・3 境界条件の設定

式(2・48), (2・49)を用いて数値計算を行なう場合に上流端、下流端における境界条件を与えなければならない。いま、下流端で水位変動が生じその影響が上流側へ伝播して行く場合を考えると(逆の場合も全く同様に考えられる)、上流側のある地点で河川や湖沼などの地下水かん養源があつて別に地下水位が規定されるときには問題なく、その点で境界条件としての水位を与えることができる。しかし、極端に言えば半無限のような状態のもとでは無限遠を上流端として取らなければならない、これは実際問題として不可能である。このような場合には、2・3で述べた定常地下水流としての水位変化の解析を行ない、地下水位変化の影響が許容量以下に減少した地点をもつて上流端とすべきである。なぜなら定常地下水流としての解析結果は、地下水位変化が最も大きい状態を算定しているからであり、非定常地下水流の場合、それ以上の影響範囲はあり得ないからである。

2・5・4 解析例

解析例として、びわ湖東部の愛知川デルタにおける地下水をとりあげ、びわ湖々水面が周期変動および非周期変動をした場合を仮定する。

(1) 周期変動の解析例

びわ湖の水面がある時点を出発点として、現在の水面(84.75mと仮定)より1.5m低い水面を中心として振幅3.0m、周期1年の三角関数で変動するものとし、水位変動の境界条件として式(2・61)で与える。

$$f(0, t) = 83.25 + 1.50 \cos \frac{2\pi}{365} t \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 61)$$

単位は m, day である。

初期条件ならびに準深の値は表2・2に示す。同表の準深は、 $x = 4.0 \text{ km}$ において $h_a = 10.0 \text{ m}$ を仮定して計算し、解析計算には $(k_a / \beta) = 130 \text{ m/day}$, $\Delta x = 500 \text{ m}$, $\Delta t = 30 \text{ day}$ を用いた。

表-2・2 愛知川デルタにおける解析条件

x (km)	f (m)	H (m)	x (km)	f (m)	H (m)
0	84.75	27.5	4.0	89.90	10.2
0.5	84.90	25.6	4.5	91.30	8.9
1.0	85.40	22.0	5.0	93.00	8.1
1.5	86.00	19.1	5.5	95.00	7.9
2.0	86.70	17.7	6.0	96.40	7.9
2.5	87.40	16.2	6.5	98.00	8.2
3.0	88.10	13.6	7.0	99.40	9.0
3.5	88.90	11.2	7.5	100.60	10.2

解析結果を図-2・31に示す。変動の周期性は湖岸より2.0 km以上では消滅している。また、周期変動の出発点をcosine curveの頂部(84.75 m)としているため、各地点の地下水位は時間とともにゆるやかに低下していることがわかる。

(2) 非周期変動の解析例

非周期変動の解析例として、将来のびわ湖の利用水深の拡大と気象条件とを加味し、図-3・32の $x=0$ で示すような水面変動をするものとする。そのために愛知川デルタで生じる地下水位変動を解析した結果を同図の実線で示している。ただし、解析条件としては周期変動の場合と等しくとり、解析計算には電子計算機を用いた。

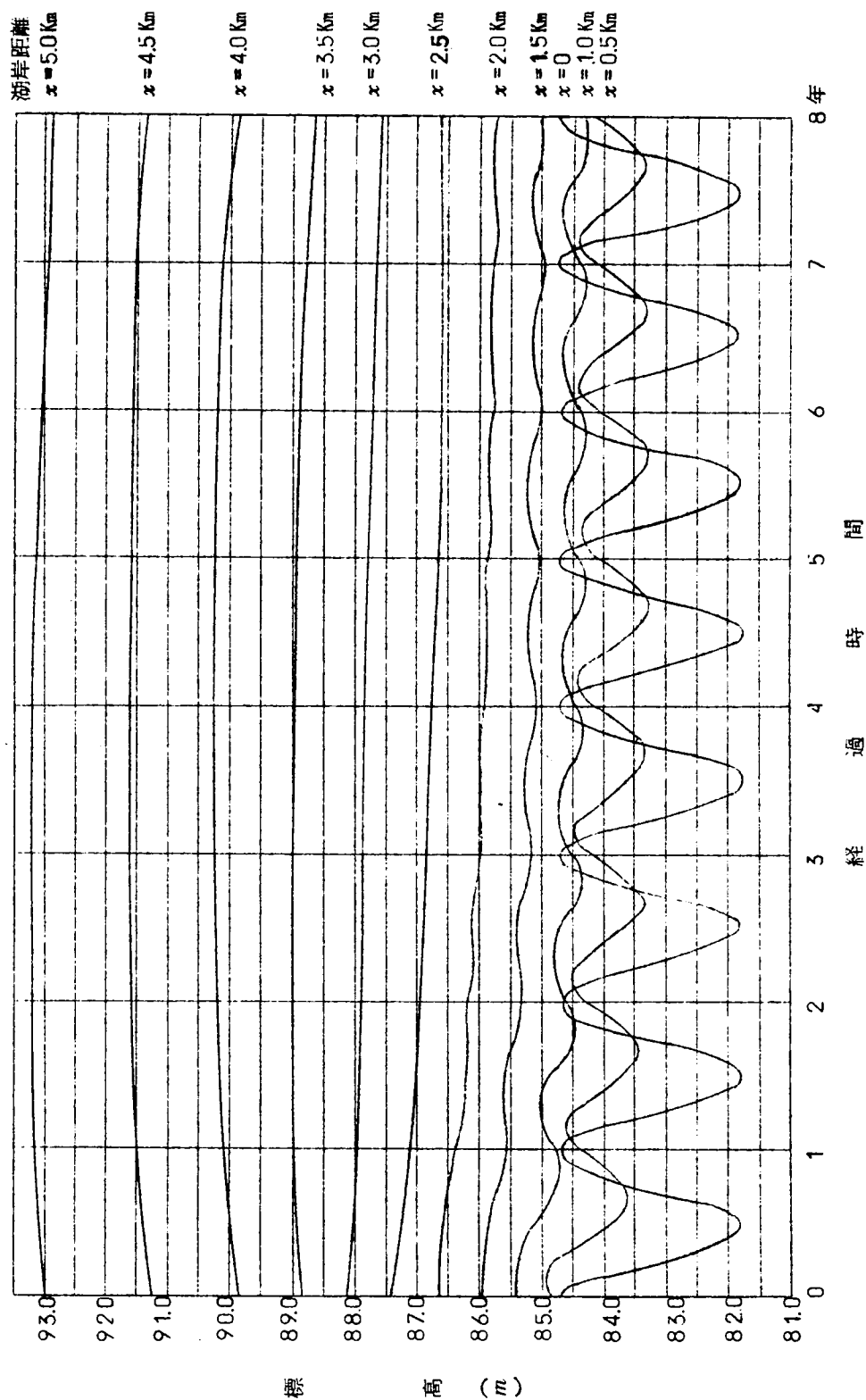


図-2・31 愛知川デルタにおける地下水位の周期変動の解析図

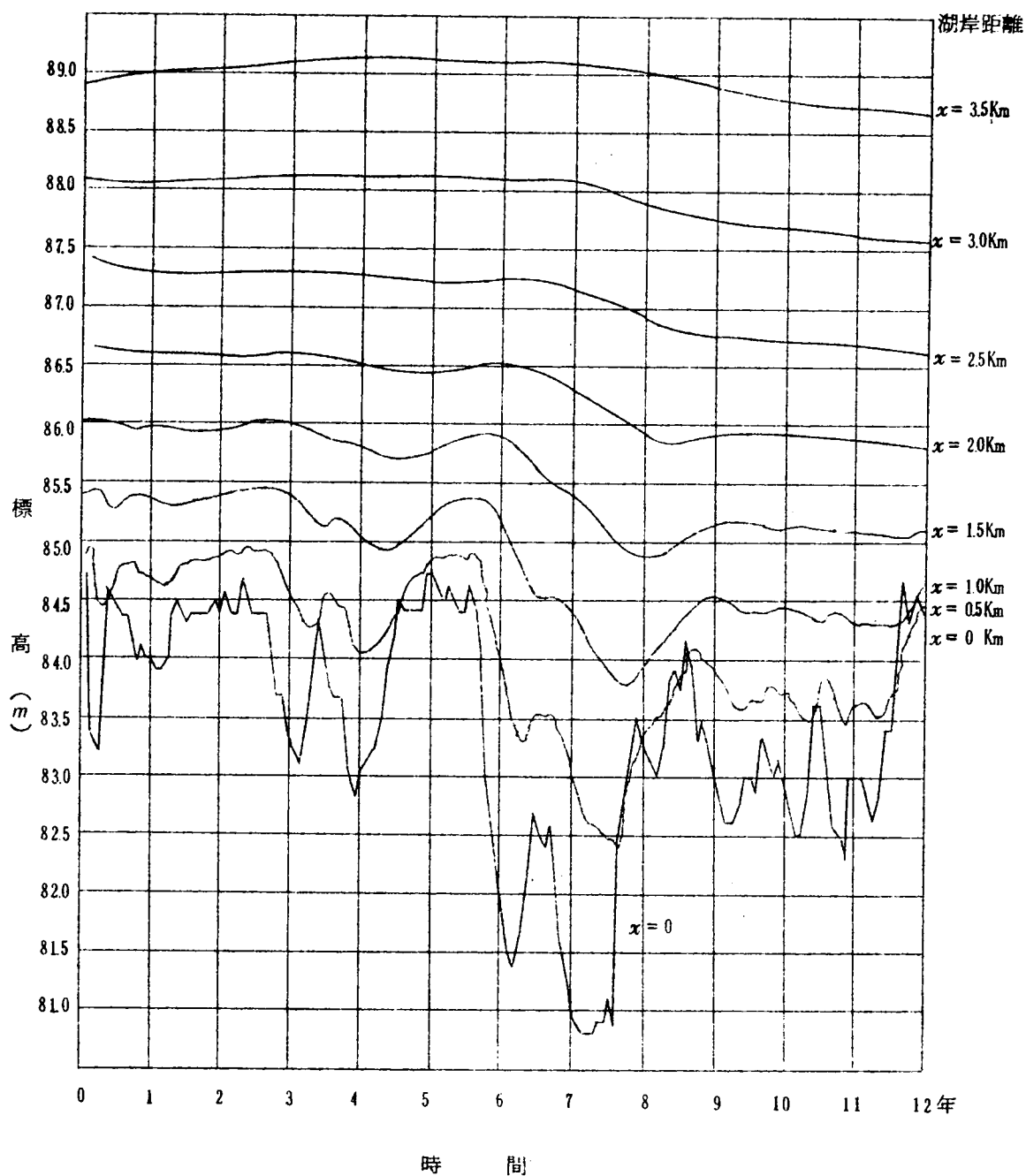


図 - 3・32 愛知川デルタにおける地下水位の非周期変動の解析例

2・5・5 考 察

(1) 本解析法によるモデルの解析

図-2・33に示すようなモデルを考え、つぎのような各条件を仮定する。

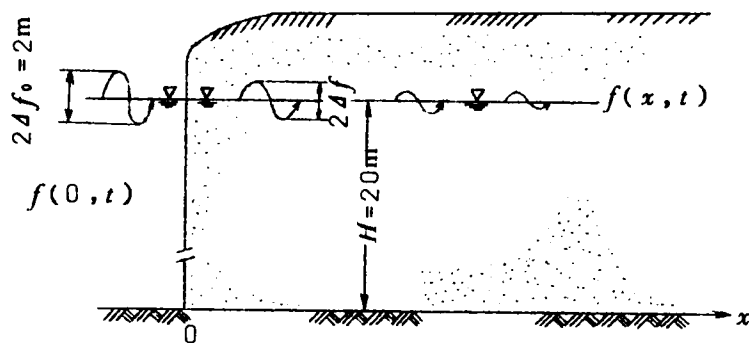


図-2・33 地下水位変動

$$f(x, 0) = 20.0 \text{ (m)}$$

$$f(0, t) = 20.0 + 1.0 \cos \frac{2\pi}{360} t \text{ (m)}$$

$$(k/\beta) = 177.8 \text{ (m/day)}$$

式(2・49)を用いて解析した結果を図-2・34に示す。

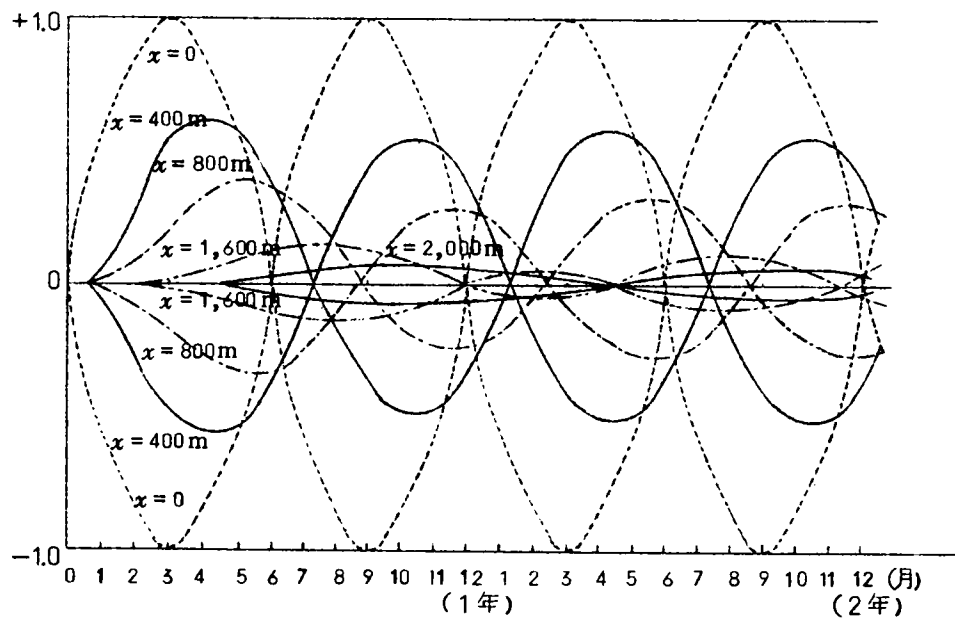


図-2・34 本解析法による計算モデルの地下水位変動

同図には周期水位変動が上昇から始まる場合と下降から始まる場合の両者を示しているが、いずれも、地下水位変動の伝播の時間的な遅れは距離に比例し、また変動量は距離の増大とともに急激に減衰することがわかる。

詳しくはつぎの(2)で考察している。

上昇より始まる変動では変動の中心が最初の水位よりわずかに高く、逆に下降より始まる変動では中心が低くなっている。この差は、相当長く経なければ消失しないものと考えられる。また上昇より始まる水位変動に比して下降より始まる場合には、わずかではあるが変動の伝播が早い。しかしそれらの差は極めて小さいといえる。

(2) 熱伝導式による解との比較

地下水位変動の非定常解を求めるには、非線型の偏微分方程式を解く必要があり、そのためにはきわめて単純化された条件と仮定を設定して線型偏微分方程式におきかえるか、特殊な数学的手法を要する。

式(2・62)は地下水位変動の解析によく用いられるもので熱伝導型の式である。すなわち式(2・47)における右辺の第2項以降を省略した近似式である。

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{k}{\beta} \cdot H \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \dots\dots\dots (2 \cdot 62)$$

H: 透水層厚さ (一定値)

いま、地下水位が周期変動をしていると仮定して、 $x=0$ における変動を式(2・63)で表わせるものとする。

$$f(0, t) = H + \Delta f_0 \cos \sigma t \dots\dots\dots (2 \cdot 63)$$

図-2・34に示すように式(2・63)を湖沼または河川の周期変動とすると地下水位の変動は式(2・64)で表わされる⁷⁾。

$$f(x, t) = H + \Delta f_0 \cdot e^{-\alpha x} \cos(\sigma t - \alpha x) \dots\dots\dots (2 \cdot 64)$$

$$\alpha = \sqrt{\sigma \beta / 2 k H}$$

また、周期の小さい河川の水面変動に起因する周辺の地下水位変動などの計算には式(2・65)が用いられる⁸⁾。

$$\left. \begin{aligned} \Delta f &= \Delta f_0 \cdot \exp\left(-\frac{m_2}{H} x\right) \sin\left(\sigma t - \frac{m_1}{H} x\right) \\ m_1 &= \sqrt{\frac{\sigma^2}{2g} + \frac{\beta \sigma}{2} \sqrt{\frac{\sigma^2}{g^2} + \frac{1}{k^2}}} \\ m_2 &= \sqrt{-\frac{\sigma^2}{2g} + \frac{\beta \sigma}{2} \sqrt{\frac{\sigma^2}{g^2} + \frac{1}{k^2}}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2 \cdot 65)$$

ことに、 g ：重力加速度である。

一般に地下水位変動では、 $(\sigma^2/2g)$ は極めて小さくなり、したがって式(2・65)においてこれを無視すれば式(2・64)と一致する。

式(2・64)、式(2・65)が適用できるための条件としては、イ) 透水係数、透水層厚さが一定であること、ロ) 地下水面が水平であること、ハ) 変動が周期変動であること、などの制限があり、現地への応用に際しては多くの場合定性的な価値にとどめ、定量的な結果を望むことは困難である。

これに対して差分式による数値解法によれば境界条件による適用範囲の制限は皆無である。

式(2・49)を用いて計算した結果(図-2・34)と熱伝導の微分方程式の解、式(2・64)を用いて得られる結果を比較するため、地下水位変動量の減衰と時間的な遅れをプロットしたものがそれぞれ図-2・35、図-2・36である。これらの結果から、微分式を差分式で近似させたことによつて生ずる誤差は無視しうる程度に小さいことがわかる。

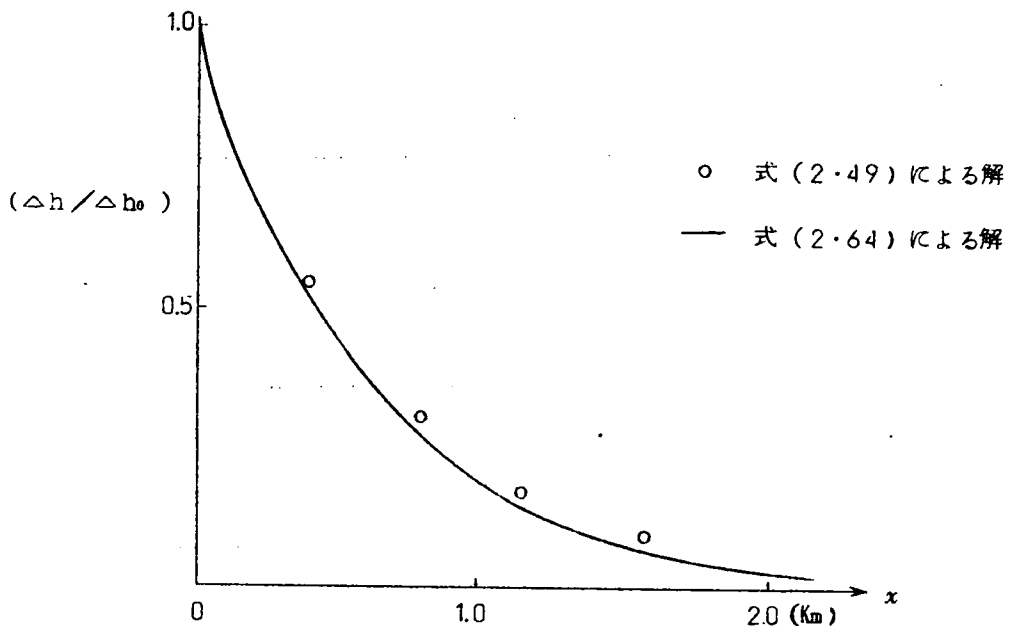


図-2・35 地下水位変動量の減衰

また、差分 Δx 、 Δt のとり方と誤差についてはすでに2・5・2でも考察しているが、解が発散あるいは振動しない範囲内では差分のとり方による誤差はほとんど認められない程度に小さいことを確かめている。

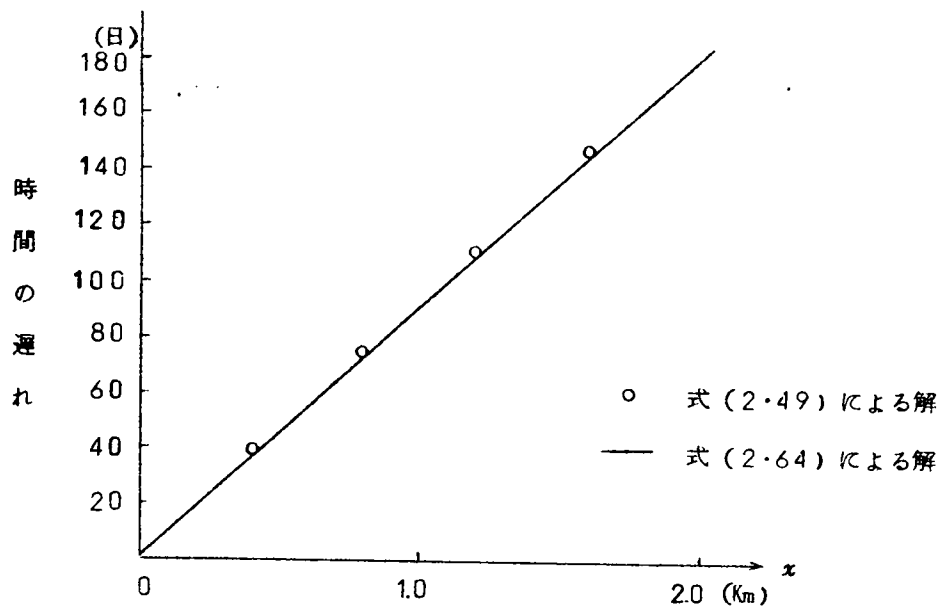


図 - 2・36 地下水位変動の伝播の遅れ

2・6 非定常地下水流の水位変動

前節では、準1次元地下水流としての地下水位変動の解析方法を示したが、それにもとづいて地盤の透水性等が一般的なモデルについて地下水位変動の特性を考察する。

2・6・1 水位変動伝播の一般的性状

地下水の透水層の最も単純な構造、すなわち図-2・37に示すように準深（または透水層厚さ） H 、透水係数 k 、有効空けき率 β が一定である場合を考える。

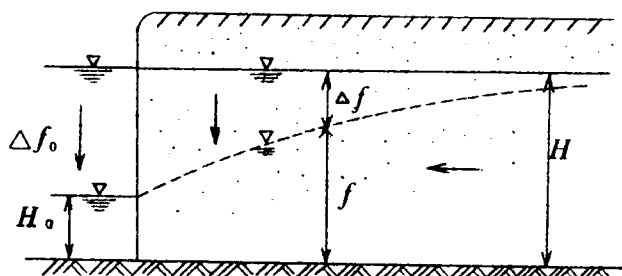


図 - 2・37 地下水位低下の説明図

原点 ($x=0$) における水位変動が周期変動する場合についてはすでに前節で考察したので、ここでは一定水位に保たれる場合のみを考える。図-2・37の $H_0=0$ の水位変化が上流に伝播する状態を式 (2・49) によつて計算した結果を図-2・38に示す。また、その結果を Hele-Shaw Model による実験結果と対比させたものが図-2・39である。両者はよい一致をみている。

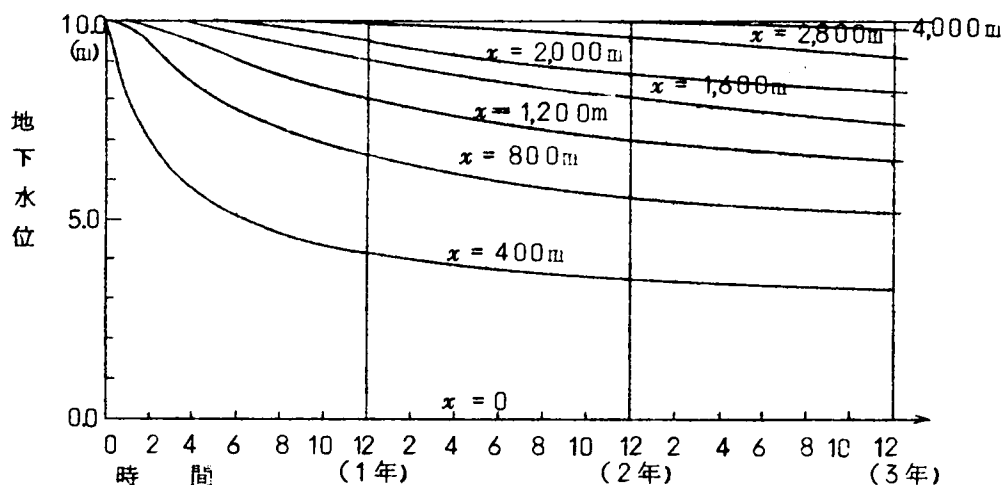


図-2・38 地下水位低減曲線の計算例

(k/ρ) = 177.8 m/d, $H=10$ m, $H_0=0$)

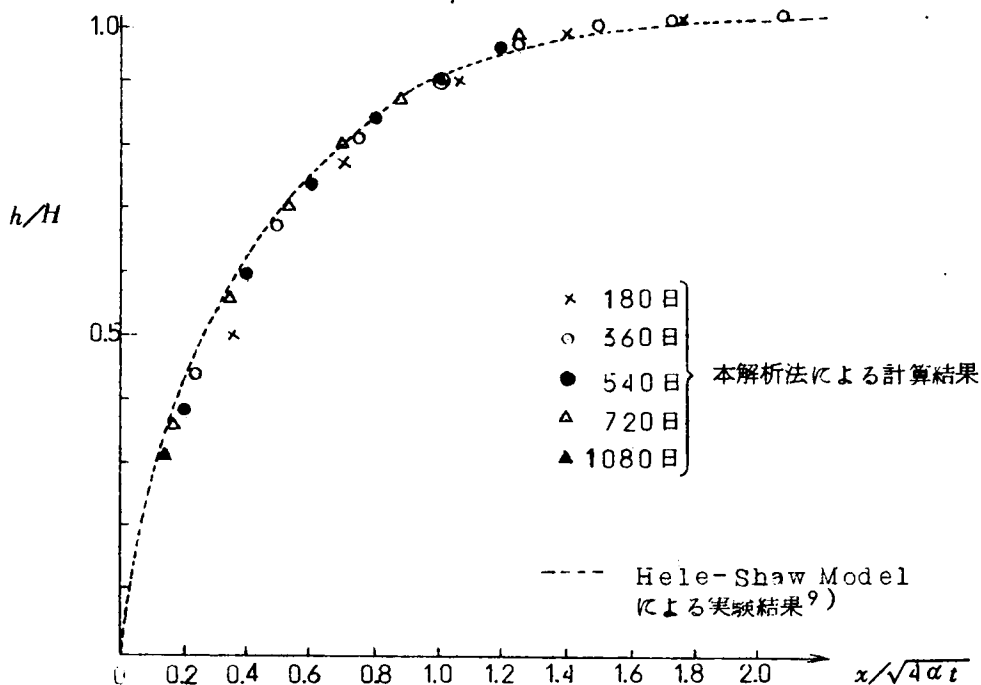


図-2・39 本解析法による水位変動の結果と Hele-Shaw Model による実験結果との比較

これらを理論的に考察するため、式 (2・66) のような地下水位変動の関係式が導かれる。¹⁰⁾

$$\alpha \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{\alpha}{D} \left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)^2 = \frac{\partial f}{\partial t} - \frac{\alpha}{D} (f - D) \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 66)$$

ここに、 $\alpha = kD / \beta$, $D = (H + H_0) / 2$ である。

式 (2・66) の左辺の第2項、右辺の第2項を省略すると式 (2・67) となり、熱伝導型の式となる。

(1) 第Ⅰ近似

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \alpha \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 67)$$

$x=0$ において水位が三角関数であらわされる周期変動をする場合はすでに 2・5 で考察した。ここでは $x=0$ において一定水位に保たれる場合を考える。すなわち、

$$t=0, x \geq 0 : f=H$$

$$t > 0, x=0 : f=H_0$$

$$x \rightarrow \infty : f=H$$

以上の初期の、境界条件で式 (2・67) を解くと式 (2・68) となる。

$$f = (H - H_0) \phi + H_0$$

$$\phi = \frac{2}{\pi} \int_0^A e^{-u^2} du \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 68)$$

$$\text{ここに, } A = \frac{x^2}{4\alpha t} = \frac{\beta x^2}{4kDt}$$

式 (2・68) の第2式は Error Function である。

(2) 第Ⅱ近似

式 (2・66) の近似解として H. S. Carslaw らは式 (2・69) を与えている。¹¹⁾

$$f = f_1 + f_2 + f_3 + H_0$$

$$f_1 = \frac{(H - H_0)^2}{\pi D} (1 - \phi) + \frac{(H - H_0)}{2} \phi \left(1 + \frac{H - H_0}{4D} \right)$$

$$f_2 = \frac{1}{2D} (H - H_0)^2 \phi^2$$

$$f_3 = - \frac{(H - H_0)}{2} \left\{ \frac{(H - H_0) \sqrt{A}}{\sqrt{\pi} D} e^{-A} (1 + 2\phi) + \frac{2(H - H_0)}{\pi D} e^{-2A} \right\}$$

$$\dots\dots\dots (2 \cdot 69)$$

(3) 第Ⅲ近似

第Ⅰ近似に添字 1 を第Ⅲ近似に添字 3 をつけてあらわすと流量 Q は,

$$Q_1 = k D \frac{\partial f_1}{\partial x}$$

$$Q_3 = k f_3 \frac{\partial f_3}{\partial x}$$

となり, $Q_1 = Q_3$ とおいて両辺を積分すると,

$$D f_1 = \frac{f_3^2}{2} + C \quad \dots\dots\dots (2.69)$$

となる。ここに, C : 積分定数である。

$f_1 = H_0$ のとき $f_3 = H_0$ であるから $C = H_0 H / 2$ となる。これを式 (2.69) に代入すると,

$$f_3 = \sqrt{2 D f_1 - H_0 H}$$

さらに, $f_1 = (H - H_0) \phi + H_0$ を代入して, 式 (2.70) を得る。

$$\begin{aligned} f_3 &= \sqrt{2 D (H - H_0) \phi + 2 D H_0 - H_0 H} \\ &= \sqrt{2 D (H - H_0) \phi + H_0^2} \quad \dots\dots\dots (2.70) \end{aligned}$$

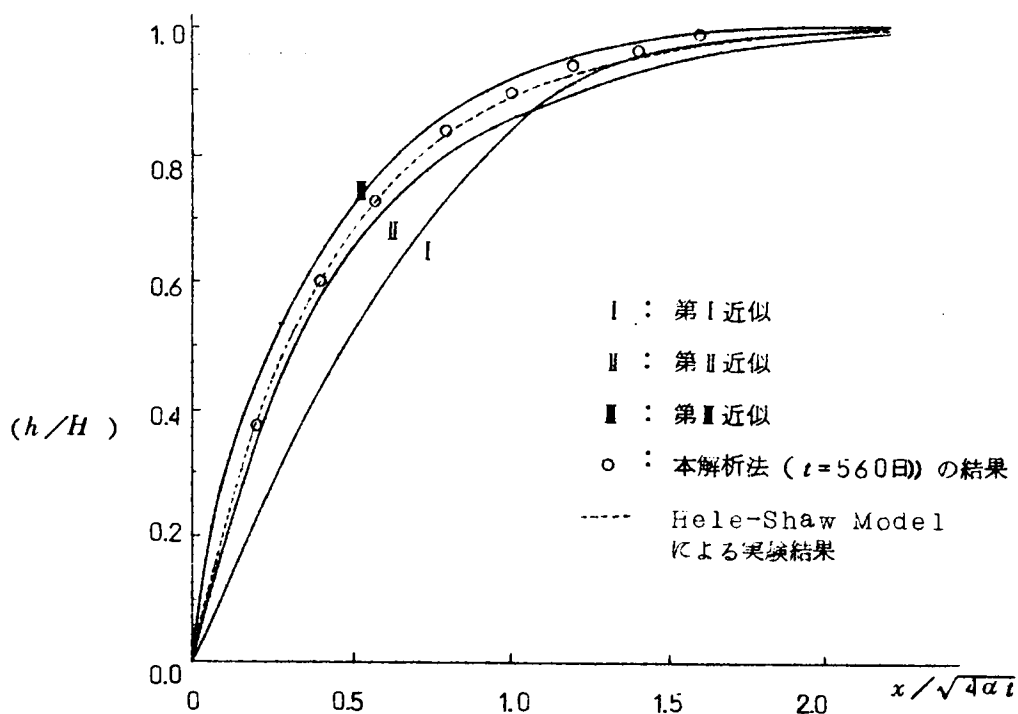


図 - 2.40 各計算値と実験結果との比較

式 (2・68), (2・69), (2・70), の計算値と本解析法による結果 (式 (2・49) による), ならびに H e l e - S h a w M o d e l による実験結果⁹⁾を対比させて描いたものが図 - 2・40である。いずれも比較的よい一致をみている。

以上の各式において, β, k, x, t の変数はすべて $A (= \beta x^2 / 4 k D t)$ という形で地下水位変動に関与していることに注意する必要がある。また, 周期変動に關する式 (2・64) においても同様に $\sigma = 2\pi / t$ と考えると。

$$\alpha x = \sqrt{\pi \beta x^2 / k H t} = \sqrt{4 \pi A}$$

という形で表わされる。これは地下水位変動の影響が $(\beta x^2 / k H t)$ の関数としてあらわされ, (時間) $t = t_0$ における地点 $x = x_0$ の水位変動量は, $(\beta / k H)$ が小さい程大きくなる。また, $(\beta / k H)$ が一定ならば, $(t, x) = (t_0, x_0)$ における水位変動量は $(t, x) = (n t_0, \sqrt{n} x_0)$ の変動量と等しくなり, 原点からの距離は 2 乗できいてくるので距離の増大とともに水位変動量は急激に減少することがわかる。

以上の考察から, ある条件 (β_1, k_1, H_1) で計算された結果を, スケール変換することによつて他の条件 (β_2, k_2, H_2) の場合に適用できることがわかる。

2・6・2 自由, 被圧地下水帯の重合構造と水位変動

地下水の実態は自由地下水帯, 被圧地下水帯が単独で存在するとは限らず, またその中間的な性格を有する地下水帯も存在するはずである。その構成は極めて複雑であるため準深という概念を用いて総括的に取り扱ってきた。ここでは, とくに自由, 被圧両地下水帯の 2 重の構造を有しているような比較的簡単な場合の地下水位変動について検討し, 併せて準深による解析の適合性についても考察する。

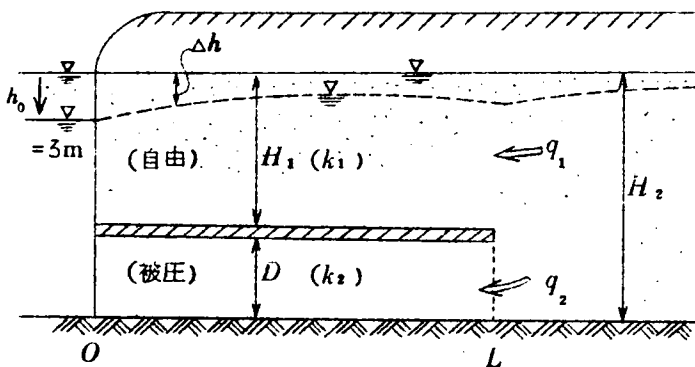


図 - 2・41 自由 - 被圧地下水の2重構造のモデル

図 - 2・41に示すようなモデルを考える。 $L \geq x \geq 0$ の区間では上部に自由地下水帯, 下部に被圧地下水帯があり, その境界には薄い粘土層 (厚さ 0 と考える) が滞積している。初期条件には自由地下水帯の層厚が 10 m, 被圧地下水帯の層厚を 10 m とし,

初期の地下水位勾配を0とする。また、 $x \geq L$ では自由地下水帯のみより構成され、その層厚を20mと仮定する。

一般に被圧地下水帯の貯留係数は自由地下水帯の有効空げき率より1オーダー（10倍）以上小さいと考えられるので、このような2重構造を考える場合被圧地下水帯の貯留係数を0とみなす。

したがって、 $L > x \geq 0$ の自由地下水帯の解析には式（2・71）を用いる。

$$F_m(\Delta t) = F_m + A \{ H_{m+1} (F_{m+1} - F_m) - H_m (F_m - F_{m-1}) \} \dots \dots (2 \cdot 71)$$

$$A = \frac{k \Delta t}{\beta (\Delta x)^2}$$

ここに $H_1 = 10m$, $(k/\beta) = 180m/d$ である。 $x \geq L$ の自由地下水帯では同様に式（2・71）を用い、 $H_2 = 20m$ $(k/\beta) = 180m/d$ である。

$x = L$ においては $L > x \geq 0$ の自由地下水帯へ流入する部分 q_1 と被圧地下水帯へ流入する部分 q_2 の2つに分岐する。したがって

$$F_L(\Delta t) = F_L + A \{ H_{L+1} (F_{L+1} - F_L) - H_L (F_L - F_{L-1}) \} + \frac{\Delta F_L \Delta t}{\beta}$$

$$\Delta F_L (= q_2) = k \cdot D \cdot \frac{F_L - F_0}{L} \dots \dots \dots (2 \cdot 72)$$

ここに、 ΔF_L は $x = L$ において被圧地下水帯へ流入する q_2 そのものである。

いま、原点 ($x = 0$) において水位が $\Delta h_0 = 3.0m$ 低下したとき上流への地下水位低下の伝播を考える。式（2・71）、（2・72）を用いて計算した自由地下水の水位変動の数例を図 - 2・42～図 - 2・45に示す。

以上の結果から、地下水位変動の伝播を以下のように考察することができる。

図 - 2・41において、 $L \geq x \geq 0$ の範囲では上部の自由地下水と下部の被圧地下水とを別々に地下水位変動が伝播する。自由地下水帯の厚さは $H_1 (= H_2 - D)$ で、厚さが H_2 の場合に較べて伝播量は小さく、また伝播速度も小さい。一方、被圧地下水帯では伝播量は大きく、また伝播速度も大きい。この両層を通じて $x = L$ 地点に地下水位変動が伝播されるのであるが、その合計は、不透水層がなく、厚さ H_2 の自由地下水帯のみを考える場合と大差ないと結論できる。

図 - 2・44では t の小さい範囲で $x = 1,200m$ の水位低下量の方が $x = 800m$ での水位低下量より大きくなる。これは前述のように $L = 1,200m$ であるから被圧地下水帯が $x = 1,200m$ の地点に開いており、この層を伝播する地下水位低下が大きく影響していることを示している。したがって一時的に $x = 1,200m$ の付近では地下水流は上流方向に向う逆流になつてゐることがわかる。しかし、これも時間の経過とともになくなり、不透水層のない自由地下水のみの図 - 2・42の場合に漸近する。

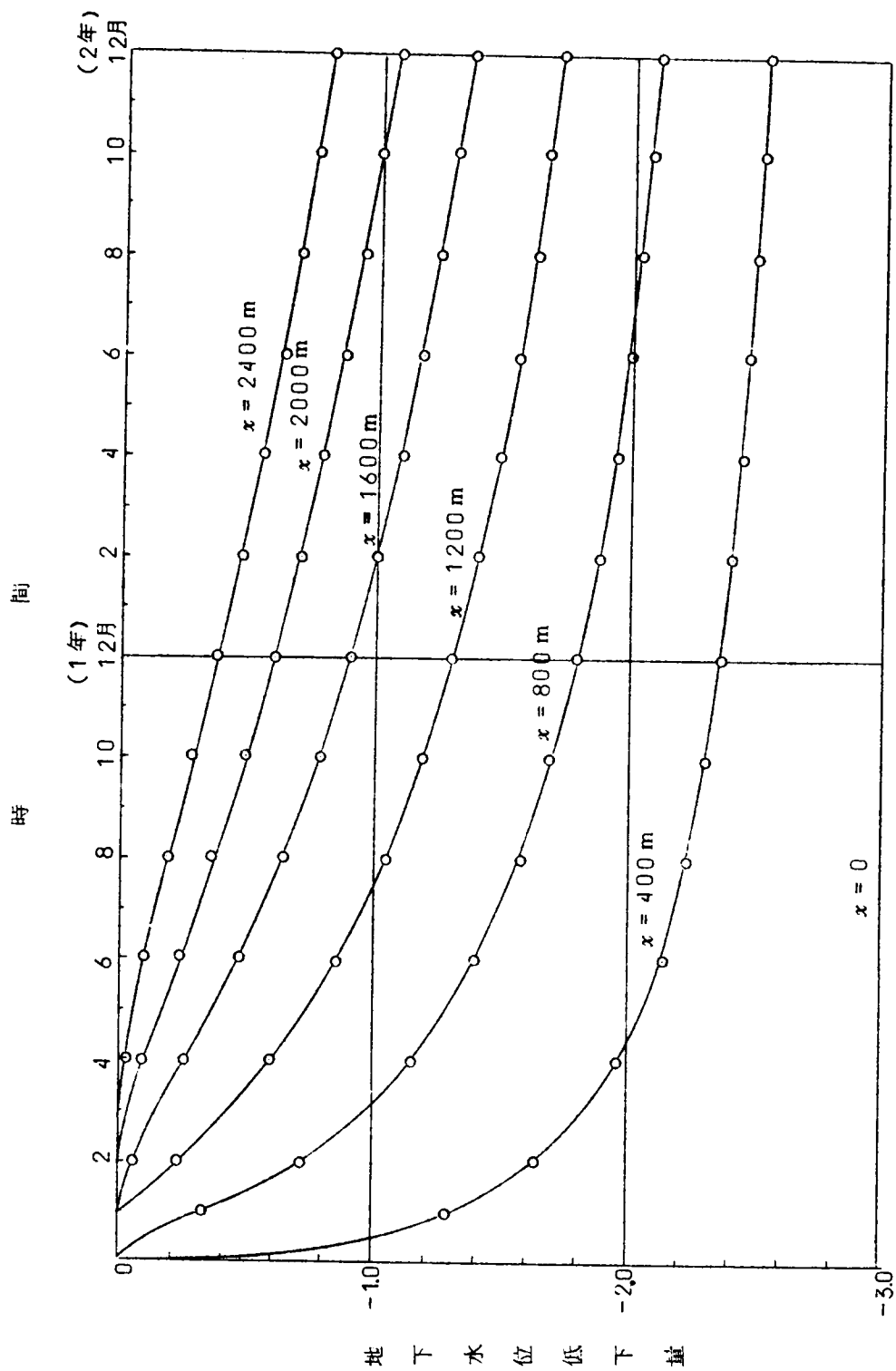


図 - 2・4 2 $L = 0$ の場合の地下水位低下曲線 (自由地下水帯のみの場合)

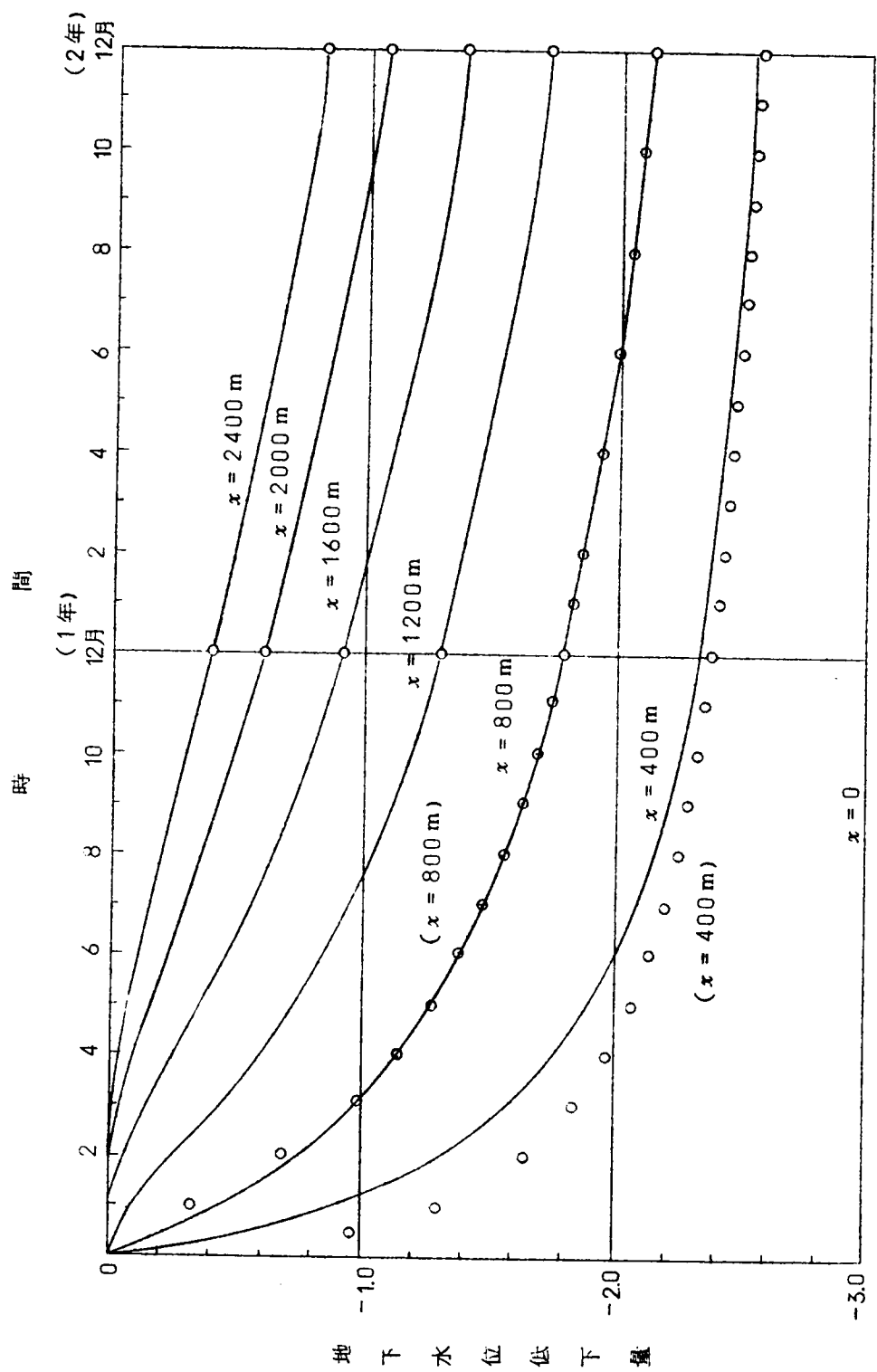


図 - 2・4・3 $L = 800 \text{ m}$ の場合の地下水位低下曲線 (○印は $L = 0$ の場合)

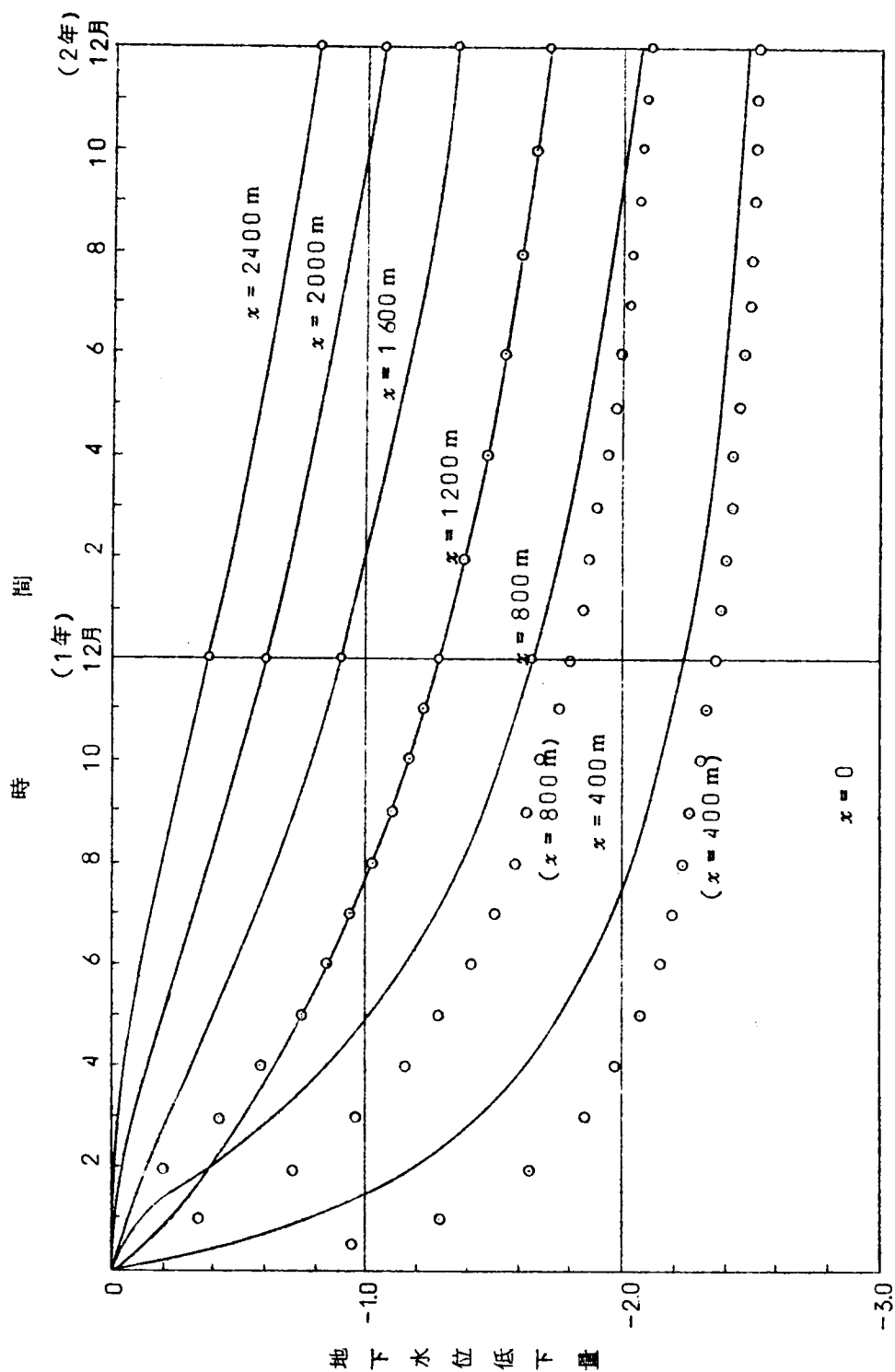


図-2・44 $L = 1,200 \text{ m}$ の場合の地下水位低下曲線 (°印は $L = 0$ の場合)

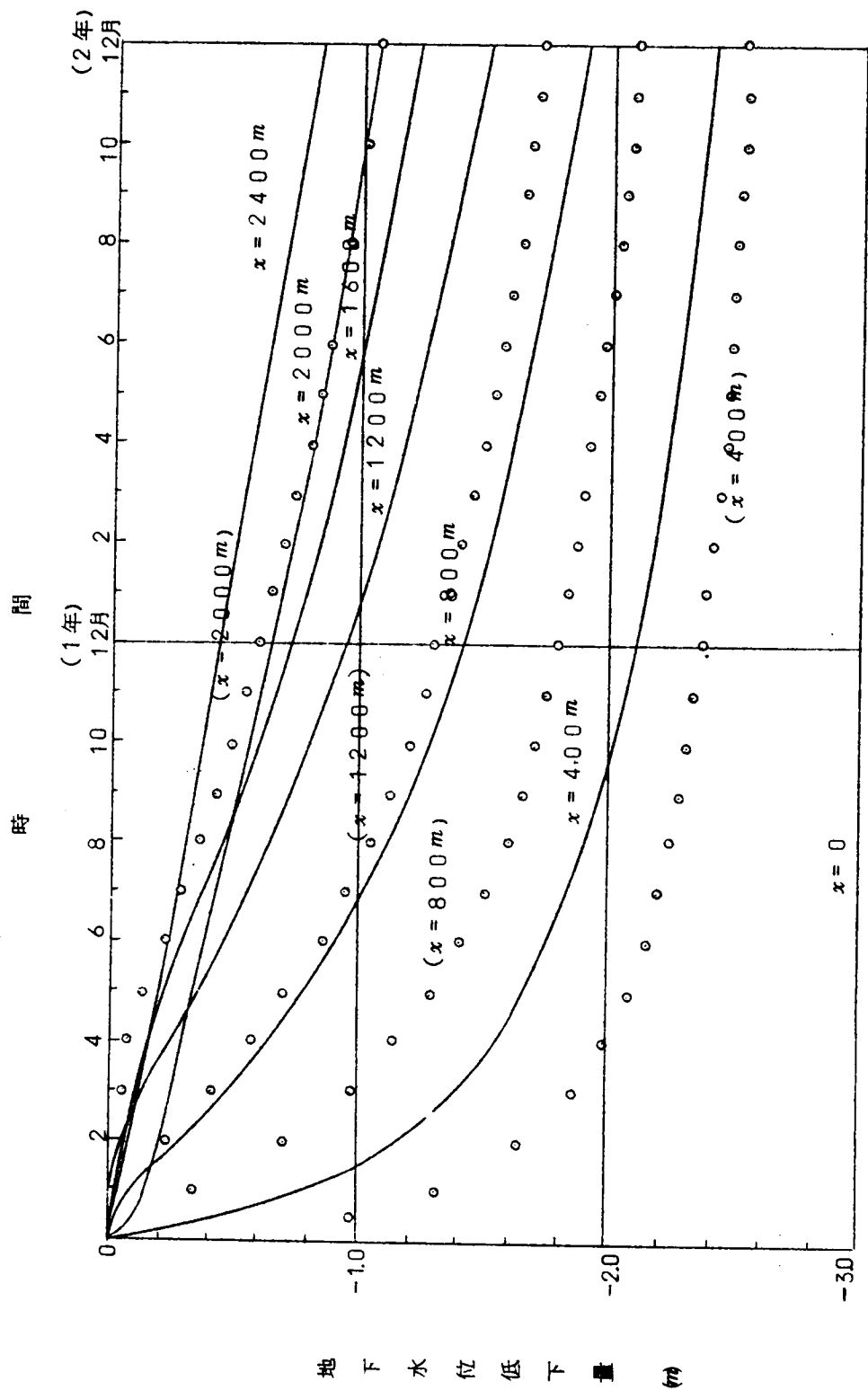


図-2・45 $L=2,000\text{ m}$ の場合の地下水位低下曲線 (○印は $L=0$ の場合)

図-2・45の場合も同様である。しかし図-2・43の場合には被圧地下水帯の長さ L ($=800m$) が小さいため、この現象はみられない。

以上はいずれも $H_1 = 10m$, $H_2 = 20m$ の場合のみ検討しているが $(k_1 H_1 / k_2 H_2)$ が小さくなるほど、被圧地下水帯の存在の影響が大きくなることは当然であり、注意を要することになる。

また、原点における水位が三角函数であらわせる周期変動をする場合について同様の解析を行ないそれらの数例を図-2・46～図-2・48に示している。

以上の結果をみれば、不透水層が存在するために影響を受ける範囲および程度は比較的少なく、距離の増大とともに、あるいは時間の経過とともに不透水層による影響は減少している。したがって地下水位変動の大勢を知るとい意味から広い範囲に亘る長時間の地下水位変動を取り扱う地下水の地域調査では、準深を用いて解析した結果を応用することによる大きな誤差はないものと理解できる。

ただし、地下水の地点調査に相当する小さい範囲で短時間の地下水位変動に注目するときには、被圧地下水帯の存在を無視することは当然できない。

図-2・46 $L=800\text{ m}$ の場合の地下水位変動

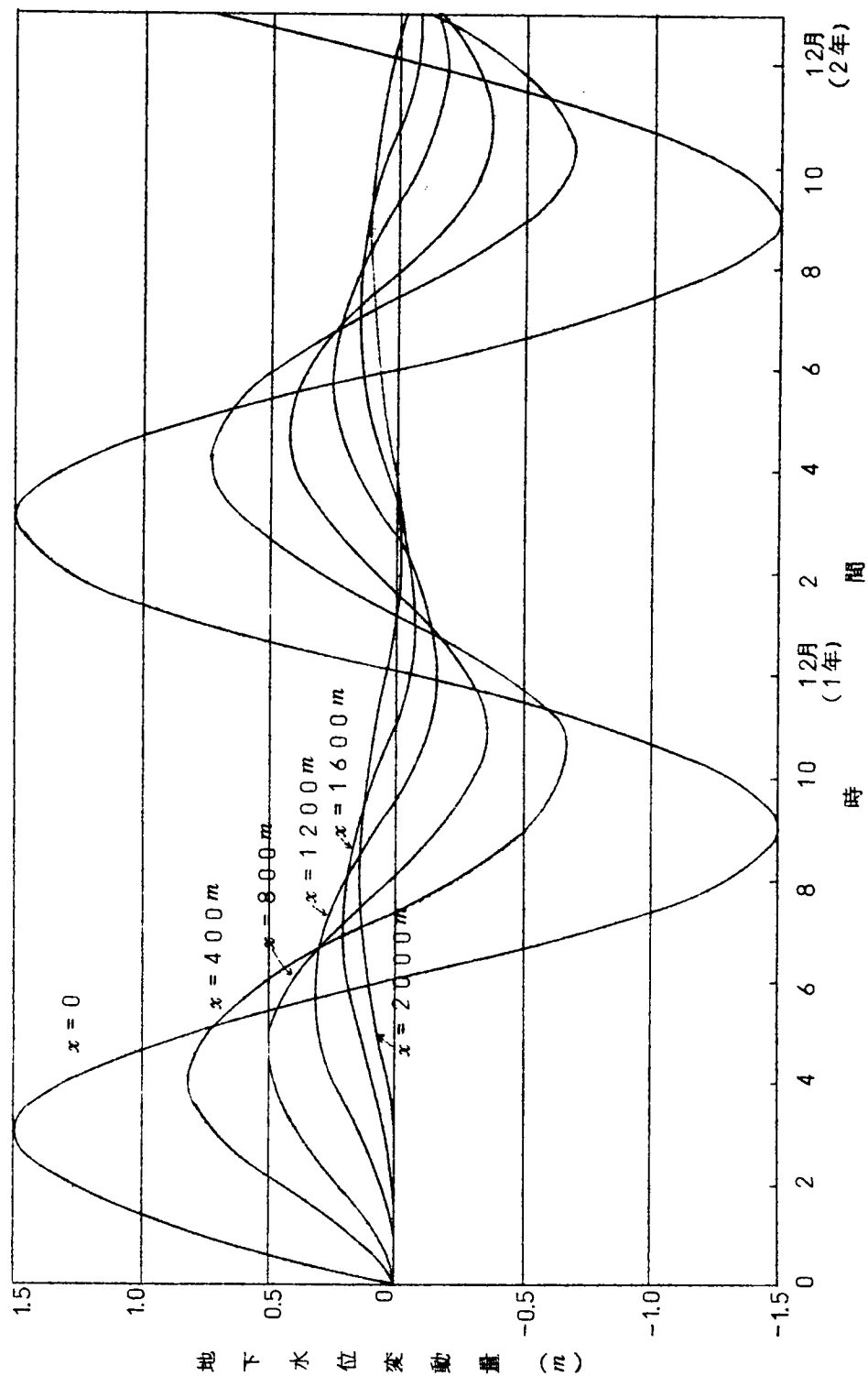


図-2・47 $L = 1,200\text{ m}$ の場合の地下水位変動

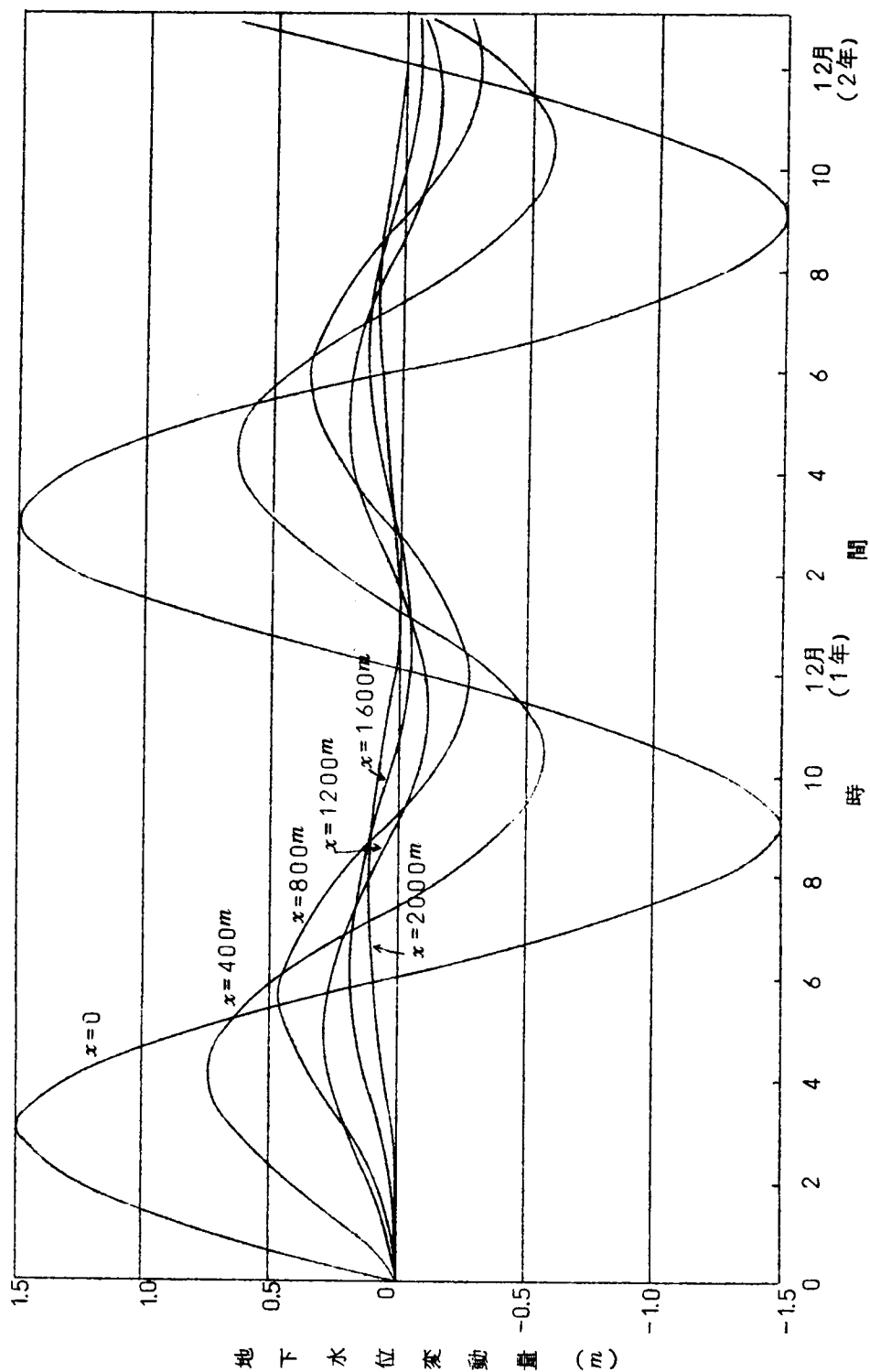
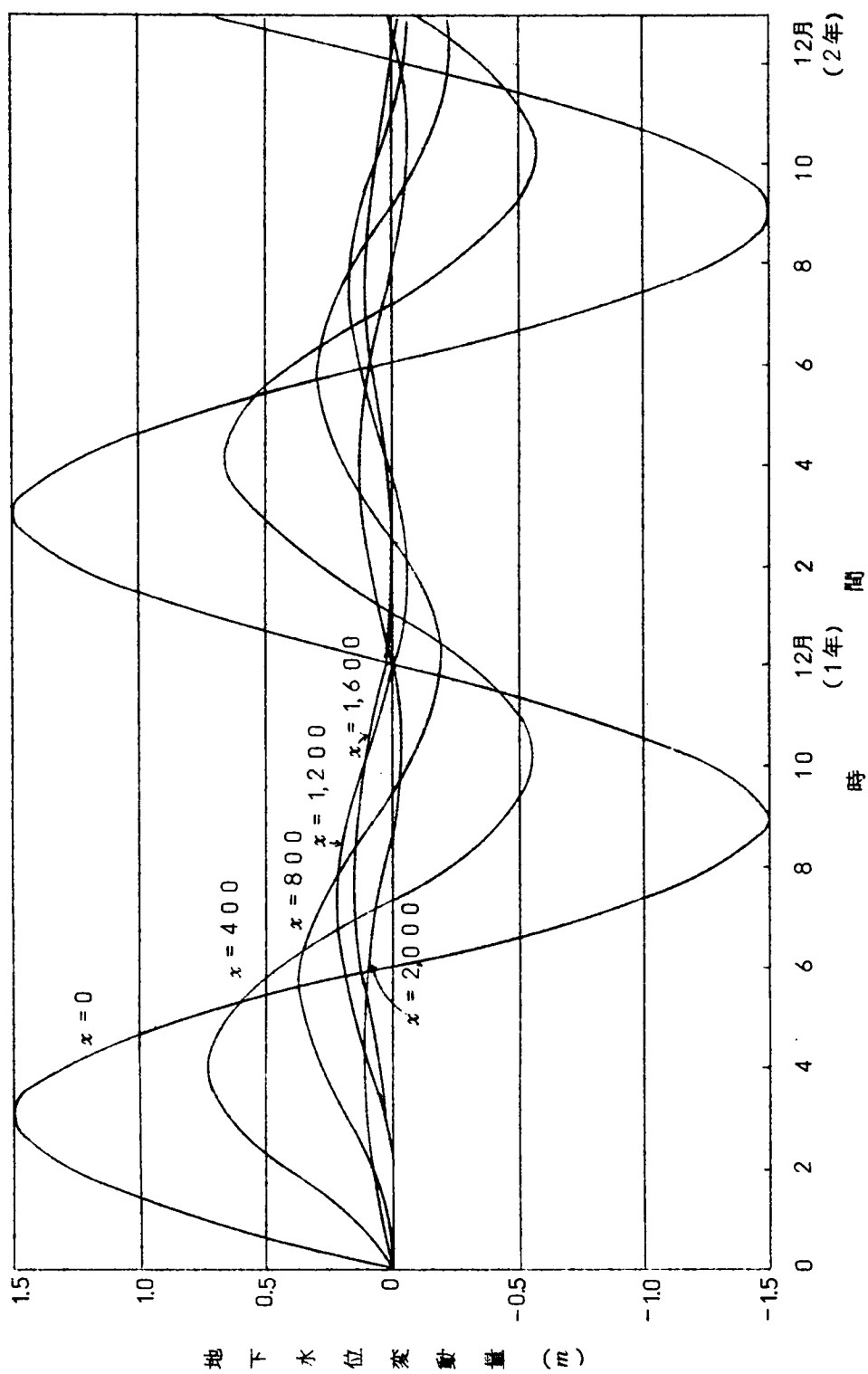


図-2・48 $L = 2,000\text{ m}$ の場合の地下水位変動



なお、被圧地下水帯における水位変動についてはすでに2・4・2で述べた考え方を応用することができる。

$x=0, L$ における地下水位変動量 $\Delta F_0, \Delta F_L$ から式(2・73)を用いて計算できる。

$$\Delta F(x, t) = \Delta F_0 \cdot \frac{L-x}{L} + \Delta F_L \cdot \frac{x}{L} \dots\dots\dots(2 \cdot 73)$$

ただし、前述したとおり被圧地下水帯の貯留係数は自由地下水のそれと較べて無視しうるものと考えた場合である。

2・6・3 2層地盤での地下水位変動

これまでは、透水層を被圧地下水、または自由地下水のように単層の場合、あるいはその組合せを考えている。しかし実際にはボーリング柱状図をみても明らかなようにその区別は画一的でないばかりか、同じ透水層でも透水性の異なるいくつかの層が重なって一つの透水層を構成している場合が多い。これに対して本書では準深というものを導入することによって複数からなる層を単層の場合の取扱いとする努力をしてきたが、そのために広域地下水を巨視的な観点からとらえる場合にどの程度の影響があるかを検討、吟味しておく必要がある。また地下水位低下工法や揚水試験など比較的短時間の挙動が重要な意味を持つ場合にはこの層構造によって重大な影響を受けることも考えられる。

そこで、透水性が異なる水平な2層より成る複合透水層を考え、図-2・49に示すように上層の層厚を H_1 、透水係数を k_1 、下層のそれらをそれぞれ H_2, k_2 とする。 $k_1 = k_2$ の場合はこれまで自由地下水と呼んで取り扱ってきた状態であり、 $k_1 \neq 0$ の場合には被圧地下水帯そのものである。したがって (k_1 / k_2) が小さい程被圧地下水帯としての性格を強くすることになる。

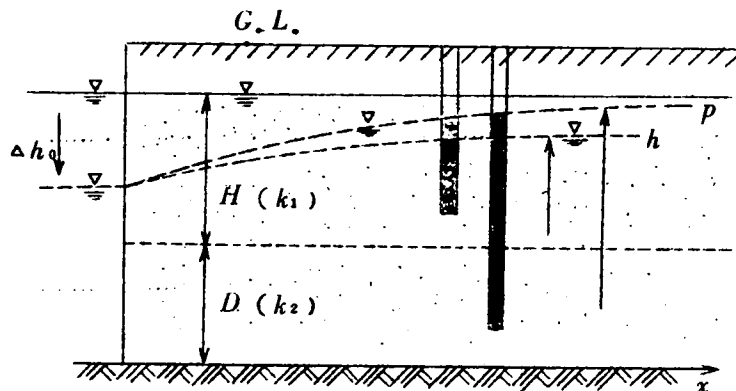


図-2・49 2層構造と地下水位変動

(1) 計算式とその考え方

連続の式として上層に着目して、

$$-\beta \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial q}{\partial x} + k_1 \frac{h-p}{h} \quad \dots\dots\dots (2.74)$$

ただし、 h : 上層の水位、 p : 下層の水位である。

右辺の第2項は上層から下層へ流入する地下水の量を表わしている。

運動の式として、

$$q = -k_1 h \frac{\partial (h+p)/2}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (2.75)$$

ただし、上層の平均水位としては自由地下水面の位置 h と下層との境界での地下水位 p (下層の水位) との平均 $(h+p)/2$ をとるものとする。

式 (2.74) を (2.75) に代入すると、

$$\frac{\partial h}{\partial t} = k_1 h \frac{\partial^2 (h+p)/2}{\partial x^2} + k_1 \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \frac{\partial (h+p)/2}{\partial x} - k_1 \frac{(h-p)}{h} \quad \dots\dots\dots (2.76)$$

一方、下層に着目すれば同様に、

$$k_2 D \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} - k_1 \frac{(h-p)}{h} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.77)$$

となる。ただし、水位変動による層の伸縮等を見捨てるものとする。すなわち下層の貯留係数は上層のそれと較べて小さいとし、これを0と考える。

式 (2.76)、(2.77) をそれぞれ差分表示にすれば、

$$\begin{aligned} h_j(\Delta t) = h_j(0) + \frac{k_1 \Delta t}{2\beta(\Delta x)^2} \{ (h_{j+1} - 2h_j + h_{j-1}) + (p_{j+1} - 2p_j \\ + p_{j-1}) + \frac{1}{4}(h_{j+1} - h_{j-1})(h_{j+1} - h_{j-1} + p_{j+1} - p_{j-1}) \} - \frac{k_1 \Delta t}{\beta} \times \\ \frac{h_j - p_j}{h_j} \quad \dots\dots\dots (2.78) \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} p_j &= \frac{h_j + c h_j (p_{j+1} + p_{j-1})}{1 + 2c h_j} \\ c &= \frac{k_2 D}{k_1 (\Delta x)^2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.79)$$

となる。

(2) 解析結果

解析例としてつぎの6つの場合について計算を実施し、結果を図-2・50～55に示している。同図の実線は上層の地下水位 h ，破線は下層の地下水位 p を表わしている。

表-2・3 計 算 条 件

M_0	H (m)	D (m)	k_1 (m/d)	k_2 (m/d)	β	図 -
1	10	0	4.32	8.64	0.2	2・50
2	7.5	2.5	"	"	"	2・51
3	5	5	"	"	"	2・52
4	2.5	7.5	"	"	"	2・53
5	5	5	"	17.28	"	2・54
6	5	5	2.16	8.64	"	2・55

(3) 考 察

下層の透水性（透水係数、透水層厚さ）が上層に較べて大きくなればなるほど、下層の地下水位変動の伝播速度が大きく、変動量も大きくなることからわかる。しかし時間の経過とともに上下両層の地下水位は漸近し数日間もすればほとんど一致するとみてさしつかえないであろう。しかし、両層の透水性が著しく異なる場合、あるいは短時間の地下水位変動が問題となる場合には十分配慮されねばならないことを示唆している。

揚水試験における貯留係数の算定については、現在なお不明解な点も多い。その原因の一つには、透水層が層構造になっていて、そのうちの最も透水係数の大きい層を地下水位変化が最初に伝播し、これを観測井の水位がとらえているか否かによつて大きく異なる。また、それらの変動を層厚全体の伝播として解析することに問題があると推測される。

この点については第3章でも考察する。

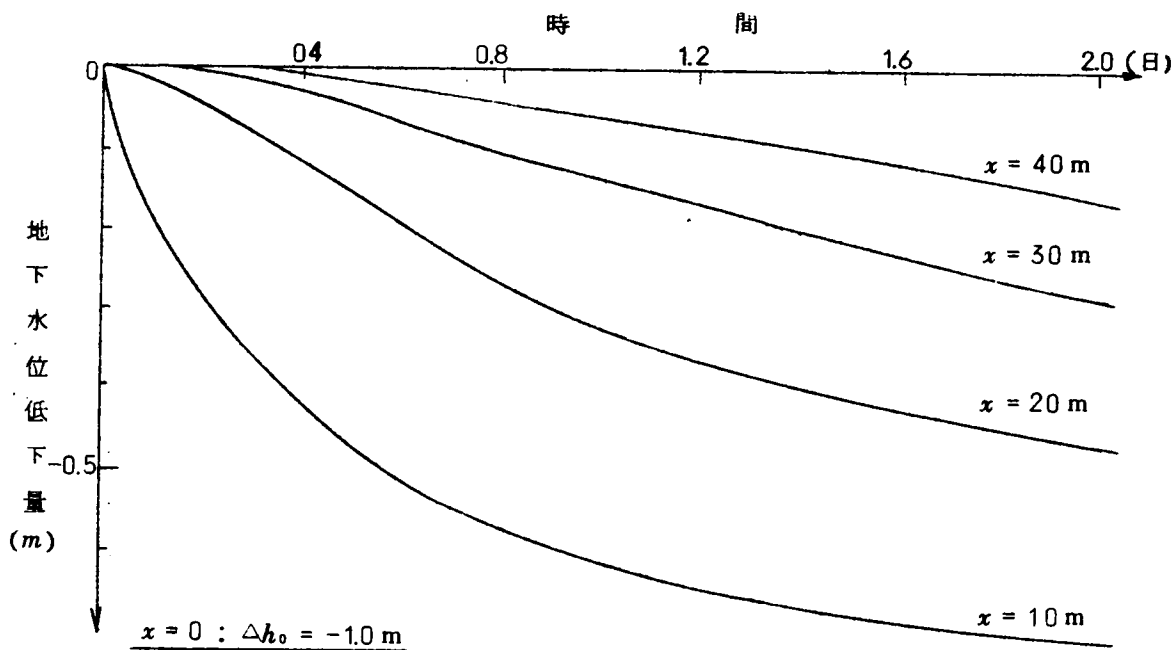


図 - 2・50 単層構造 ($H = 10 \text{ m}$, $D = 0$, $k = 8.64 \text{ m/d}$)

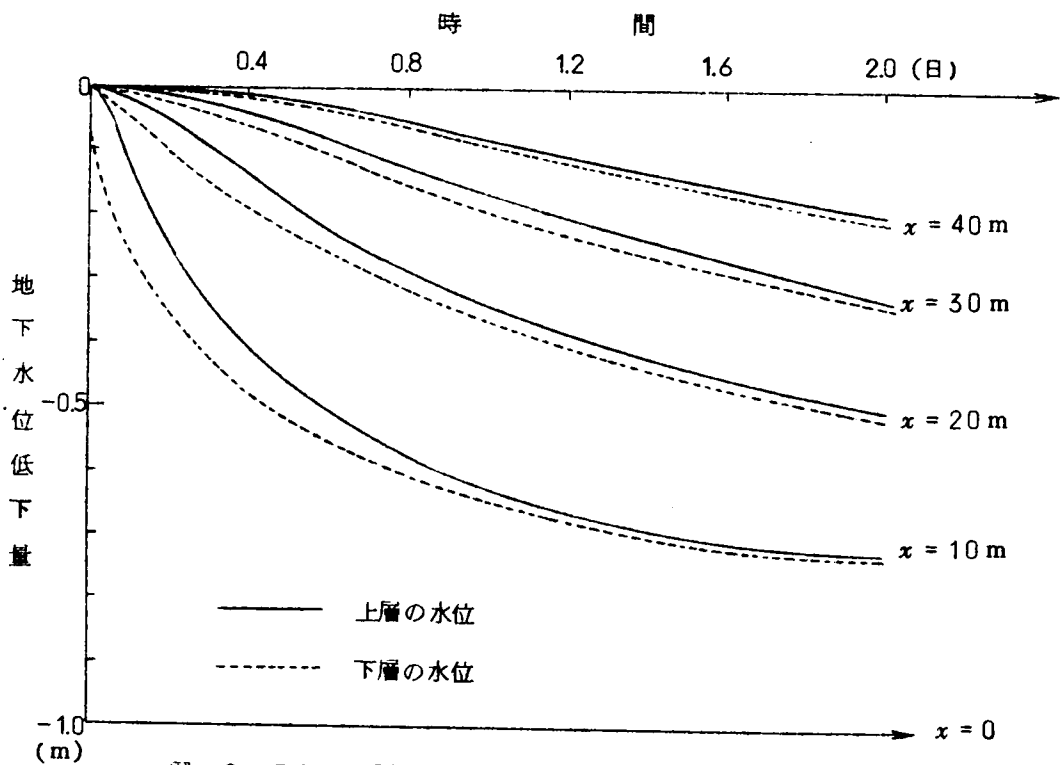
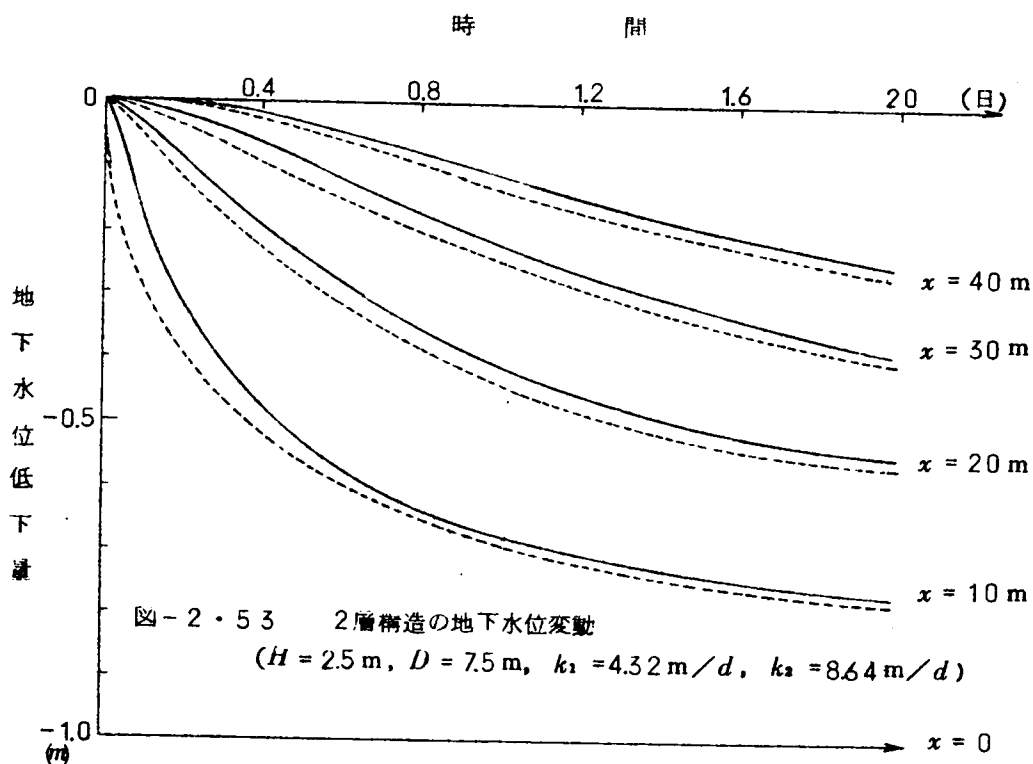
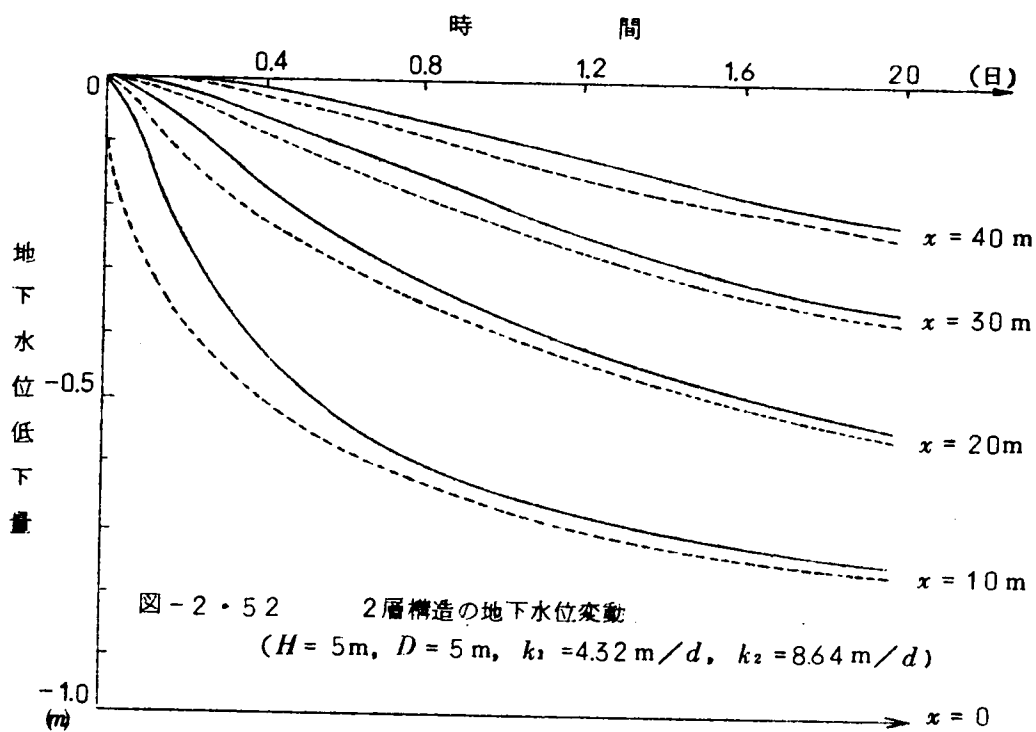
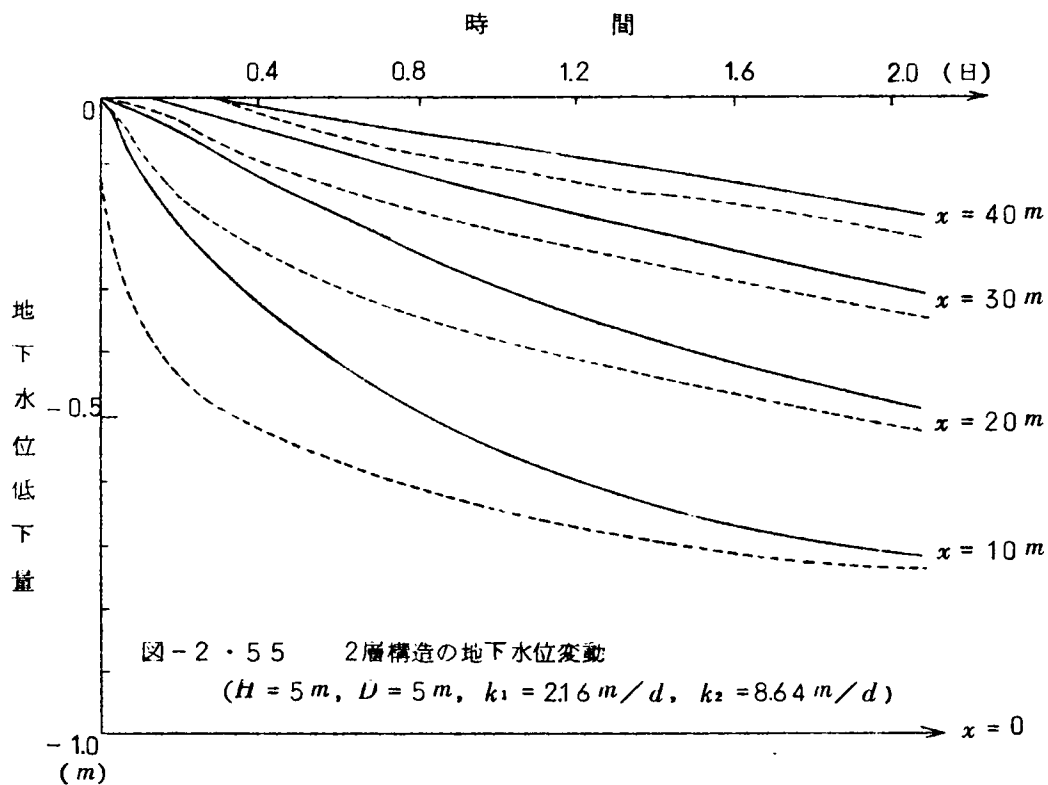
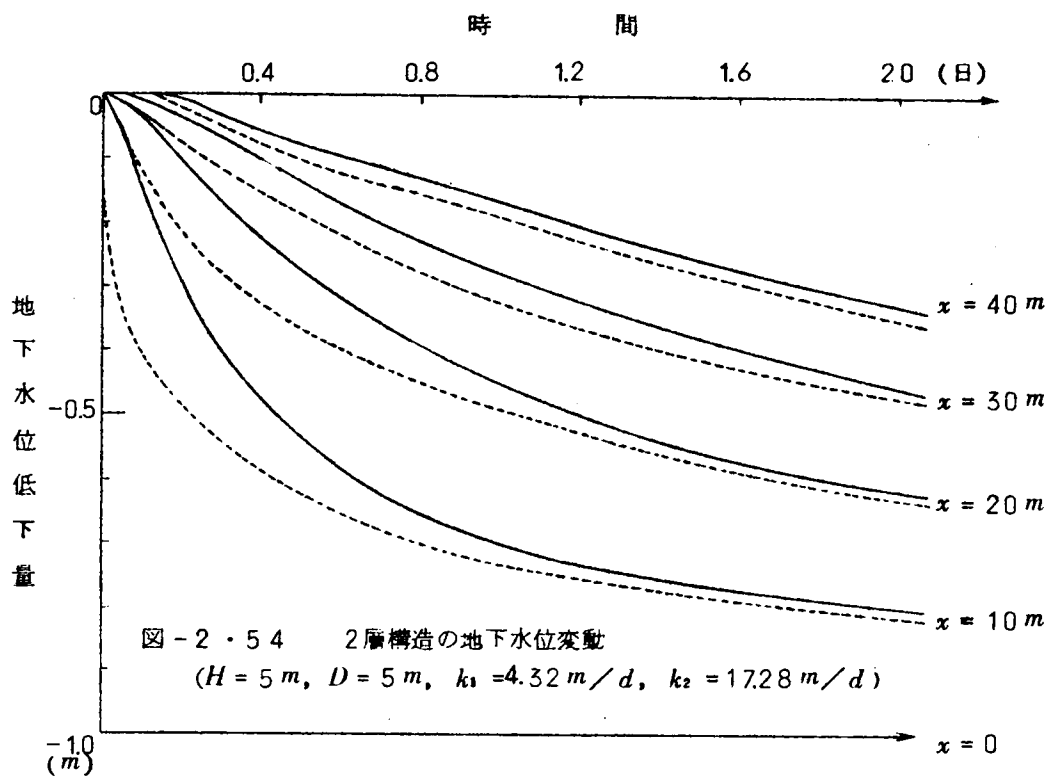


図 - 2・51 2層構造の地下水位変動

($H = 7.5 \text{ m}$, $D = 25 \text{ m}$, $k_1 = 4.32 \text{ m/d}$, $k_2 = 8.64 \text{ m/d}$)





2・7 湖水面などの変化に起因する地下水位変動の調査例

著者らは、びわ湖周辺地帯の土質、地質、地下水性状の調査ならびにびわ湖々水面の変化に起因する周辺の地下水位変動の解析を実施しているが、¹²⁾ 筆者がとくに担当した地下水性状と地下水位変動について述べる。

2・7・1 調査の目的

びわ湖は自然が造つた多目的ダムであり、周辺地帯のみならず下流々畝の京阪神がこれより受けている恩恵がいかに大きいかはいまさら述べるまでもない。今後さらに激増する水需要に対処するためには貯水池としてのびわ湖のより高度で合理的な水利用が必然的に検討されねばならなくなる。貯水池としての水利用の立場からいえば、その最も有効な水位操作を行なうためには利用水深の拡大を図らねばならない。しかし、一方ではびわ湖は単に給水を目的とした貯水池として計画されたものではなく、当然それ以外に各方面での利用もすでに行なわれており、またその規模の大きさからして間接にびわ湖の影響を受けている対象も数多い。したがって利用水深の拡大についてはこれらを含めて慎重に検討されなければならない。このような影響のうちでもとくに重視されているものの一つに周辺地帯の地下水の変動があげられており、井戸水面の低下、枯渇あるいは農業用水の減水深の増大などが現実問題となる。筆者はこのような実情にかんがみ、将来のびわ湖の利用水深の拡大にともなつて生ずる周辺地帯の地下水位変動を中心として多角的な観点から検討と考察を行なつてきた。

びわ湖の概略

湖 面 積	7 1 6 k m ²
容 積	2 7 5 億 m ³
湖 岸 線	2 3 5 k m
水 面 標 高	o. p. 8 4.5 m
最 大 水 深	1 0 4 m
流 域 面 積	3, 8 0 0 k m ²
最 狭 部	7 2 0 m

2・7・2 びわ湖総合開発計画の概要

京阪神地区の用水は主としてびわ湖に、一部を木津川などの水源に頼ってきたが、工業の発展、市民の生活水準の向上、都市人口の増加などによつて水の需要は増大する一方で、すでに限界にきているといわれる。海水の塩水化が経済ベースにのつて実現されるまで、びわ湖のより積極的な利用が最も適切な対策とされ、建設省はびわ湖を天然の大貯水池として最大限利用する方策を打ち出した。

図-2・56に示すようにびわ湖の兩岸の最短部である滋賀県守山市木浜町と滋賀県堅田町の間にダムを造り、南湖・北湖の両湖に分ける。(面積比は約1:9となる)

減水期には北湖の水を南湖にポンプアップし、南湖の水位と瀬田川洗堰の流量を一定に保ち、また増水期にはあらかじめ水面を下げておいた北湖に貯水するというのが計画案の大綱である。すなわち、湖水面の利用水深を拡大することによつて、より有効な湖水の利用を図ることをねらいとしたものである。

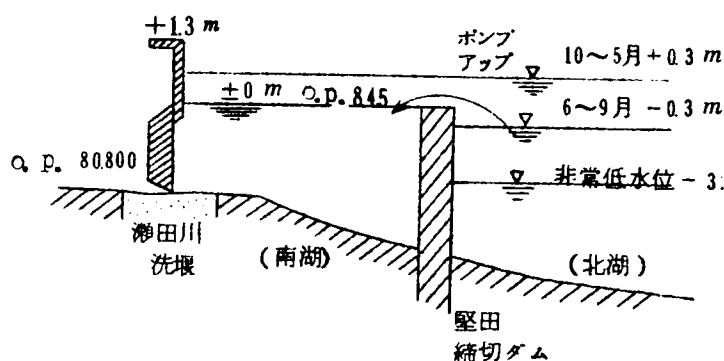


図-2・57 締切ダムによる水位調節

一方、この計画が実施されたときびわ湖周辺地が受ける影響についても種々の問題が予想され、その最も大きな影響の一つとして湖水面変化に起因する周辺の地下水位変動の問題があげられている。建設省の調査によれば湖水面は最大3.0m低下することがあるとされている。

図-2・57はダムによる湖水面の調節を模式的に示したものである。

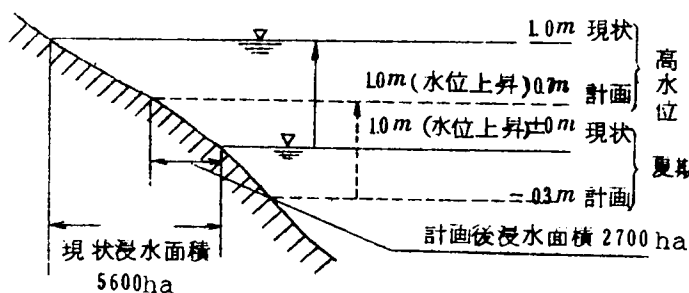


図-2・58 湖水位異状と浸水面積

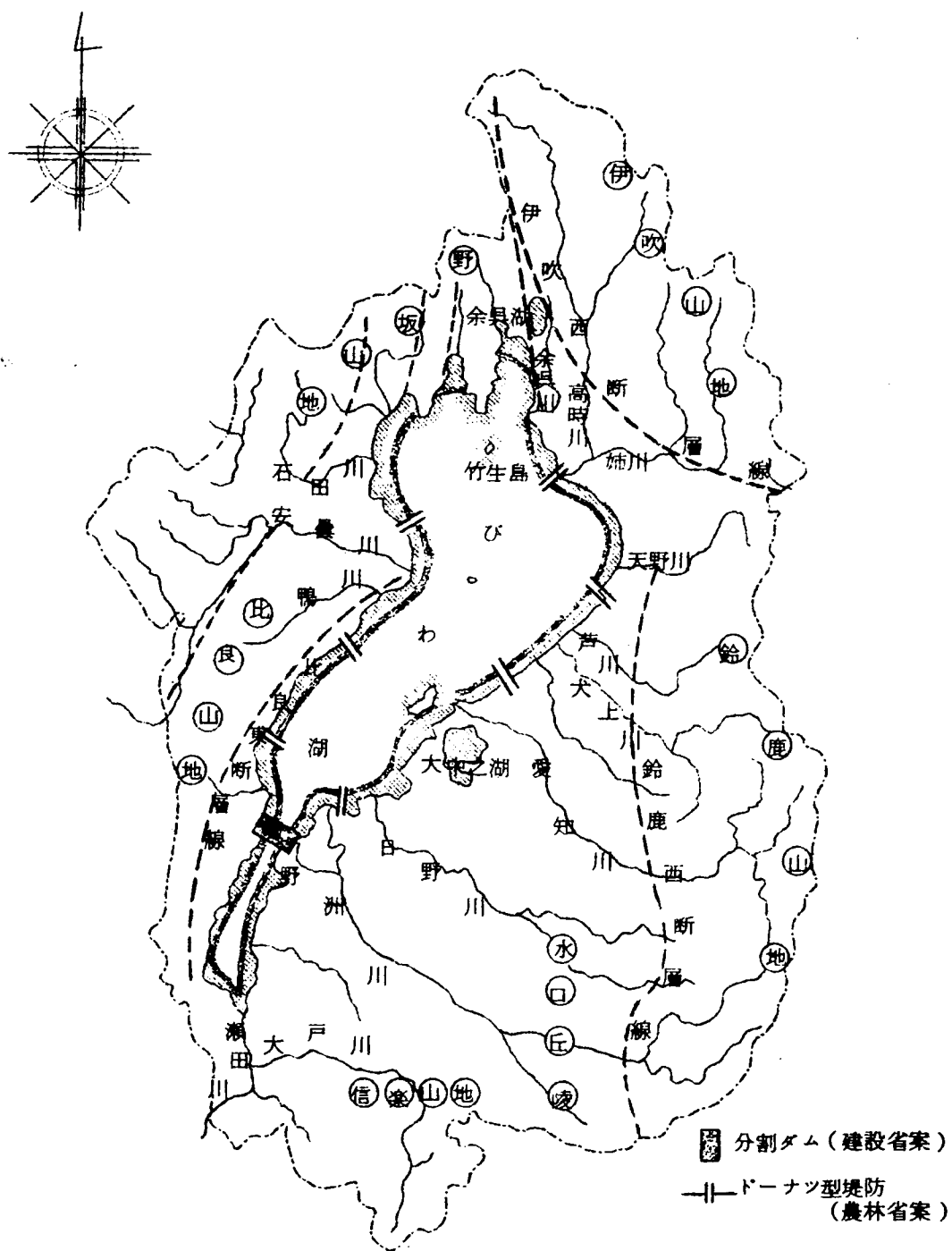


図-2・56 びわ湖周辺部とびわ湖総合開発計画案

したがって、計画の実施にあたっては十分な地下水調査とその検討が行なわれなければならない。

びわ湖総合開発計画案としては上記の建設省案とは別に農林省からの案も打ち出された。これは図-2・56にも示すようにびわ湖内にドーナツ状にダムを造り、内部の水位のみを上下させ、外部の水位を一定に保つことによつて地下水位への影響を除去しようとするものである。この場合建設費は建設省案の約20倍にも達することが指摘されている。

2・7・3 土質、地質構成

(1) 地史概要¹⁵⁾

びわ湖盆地では、主として古生層が周囲の山岳部を構成し、一部花崗岩がこれに進入して盆地の境界を形成している。地形は中央のびわ湖に向つてすりばち状に傾斜し、古びわ湖層群、段丘礫層（洪積層）、沖積層の順に滞積しており、びわ湖誕生以来、浸食と滞積の過程が急激な地殻変動をともなわずになされたことを実証している。

びわ湖の誕生は、第4紀初頭における急激な地殻変動によつて比良山系、鈴鹿山系が隆起し、一方ではびわ湖のかん没が生じ、それまで比較的平坦であつたびわ湖が四周の急勾配の高地でとり囲まれたときとされている。それ以後、外海（湖戸内海など）との連絡口を宇治川1本に限定されて完全に独立した湖盆の形をとり、縮小一途の過程を経てきたものと考えられている。

浸食作用によつて四周の高地の土砂が中央底部に運搬され、滞積される砂防ダムのな性格と同時に、宇治川はその河底を浸削し、びわ湖々水面を低下させ、おのずと湖水面積を小さくさせていった。このびわ湖縮小の速度は上記の両作用の重ね合わせによるものである。その間、びわ湖に注ぐ河川延長は次第に大きくなり、したがつて勾配が次第に小さくなつたがために、滞積層は初期において勾配を大きく次第に水平に近いものとなり大局的には不整合な構造となつている。

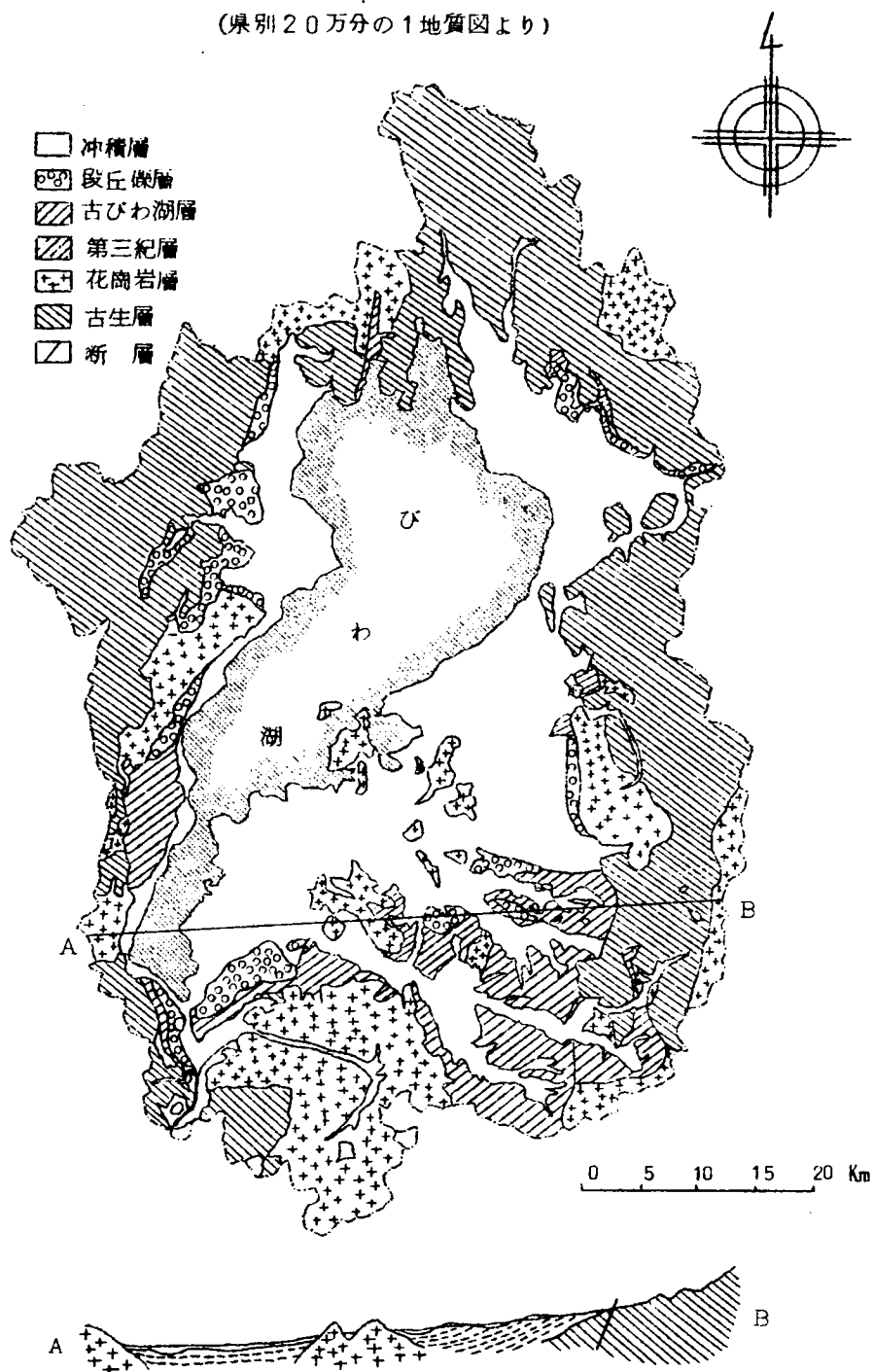
びわ湖盆地が現在のように西へひずんで、湖東、湖南平野が湖西平野よりはるかに発達しているのは高地を構成する岩質の浸食と風化に対する抵抗力の差によるものと考えられる。

(2) 地質構成

上記のごとく、時代の変遷とともに浸食、滞積が比較的スムーズに行なわれたにもかかわらず、地下水を取り扱う上での地質構成は極めて複雑な様相を呈している。これは急流をともなう数多くの中小河川によつて滞積が行なわれたためであり、局所的なはん乱と河道の位置の移動によるものと推定される。

びわ湖周辺地帯の地質構成は大きく分けて基盤岩類、古びわ湖層群、段丘礫層および沖積層である。

図-2・59 地質図ならびに断面図
(県別20万分の1地質図より)



1) 基盤岩類 基盤岩類は古生層と花崗岩が主体をなし、これらは不透水性の基盤である。基盤の表面は比較的凹凸が多く不規則であるため、洪積層、冲積層の滞積が複雑な様相を呈する一つの要因ともなっている。古生層基盤中に進入した花崗岩は湖南、湖東平野において各所に島状に露出しているが、同様に洪積層、冲積層中にも潜伏しているものと考えられ、平面的な地質構成に多くのひずみを与えている要因の一つである。

びわ湖沿岸での滞積層の厚さを推定することは現在のところ難しく、また位置によっても異なるが、西岸で数十メートル、東岸では数百メートルに及ぶと推定される。最も深いボーリングデータとしては草津市で410メートルで基盤に達している。

2) 古びわ湖層群 古びわ湖層群はびわ湖が湖盆としての現在の形をとるようになって最初の滞積層である。しかしその深さ方向の分布など必ずしも明確でなく、また層群自体は地下水にとつては基盤同様難透水性であるためここでは詳しい考察は不必要である。ただ、図-2.60からその分布は湖東、湖南平野の丘陵部から山岳部にかけて滞積しているが、これは古びわ湖層群の滞積当時のびわ湖が現在より相当大きく、また地形は現在より急勾配で、古びわ湖層群は、それよりびわ湖側に近く滞積している段丘礫層の下へ不整合に入り込んでいることを示唆している。

古びわ湖層群は大きく分けて砂礫を含む層とシルト、粘土の層となるが、前者においても基質としてシルト分、粘土分を多量に含み、とうたが悪く固結度も段丘礫層や冲積層よりはるかに大きいため難透水性である。段丘礫層の上に掘られた浅井戸はいずれも古びわ湖層群との境界で掘り止めにしているのは古びわ湖層群の難透水性のためである。

3) 段丘礫層

特徴的な赤褐色を呈する層で俗名赤土とも呼んでいる。この赤土化作用を受けているのは表層の部分で上部の1~2メートルは乾燥、温度変化などの作用により風化がすすみシルト分が多い。一般にはその下部にシルトや粘土を基質とした砂礫層となつている。透水性に関しては砂礫の大きさではなくその基質の性格と量によつて規制される。特に表層露出部の段丘礫層は基質分が多く透水性は良好ではないがこれは主に風化の影響であつて地下に潜入している部分は比較的透水性は良好である。ボーリングデータから冲積層の下部に潜入している段丘礫層を明確に判別することは困難であり、また水理地質という立場からは必ずしもそれは必要でない。

4) 冲積層

冲積層、洪積層は元来、本質的に異なるものではなく便宜的に区別していると考えられる方が妥当である。水理地質の立場からは無理に区別する必要もないが冲積層は滞積年代が最も新しいために一般には締固まりの度合いが小さくゆるい滞積であつて、よい帯水層となりうる。特にびわ湖と関連させて地下水の考察をする場合には冲積層とその下部の洪積層が対象となる。湖周辺のボーリングデ

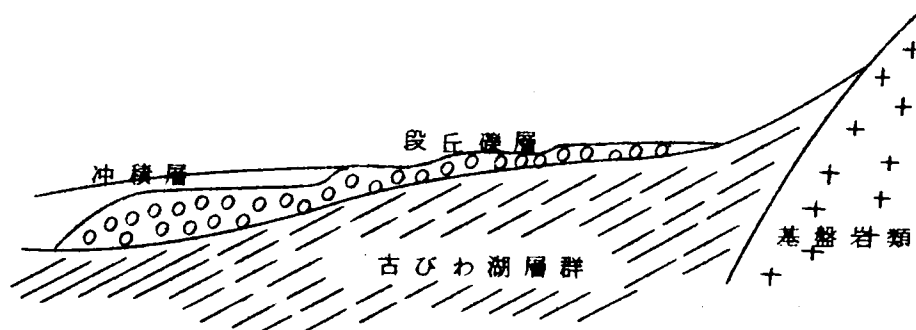


図 - 2・60 模式化した断面図

ータなどを総括して滞積状態を考察するに、透水性という点からみれば極めて複雑な構成をなしており、おそらく100メートル間かく程度のボーリング柱状図からでさえ、明確に連続した詳しい地層断面図を描き出すことは困難であろう。したがって厳密な取扱いは不可能である。しかし平面的な構成を概括的に分けてみると、粗砂を主成分とする部分、細砂やシルトを主成分とする部分、粘土および有機質土を主成分とする部分となる。粗砂を主成分とする部分は主として河川沿いに分布し、中流より上流において顕著である。中流より下流に行くに従って礫は少くなり粗砂から細砂へと移り、上流のような集水暗きよ式構造が消滅し、全体的にみれば比較的均一性を有している。しかし砂層と粘土層が櫛目を交錯させたように部分的には極めて複雑な構造である。洪水時には比較的粗粒子を滞積させ、それ以外には細粒子を滞積させた。さらに、下流地域において河道はある程度自由に位置をかえることができたと考えたとすると整合の滞積は望めず、レンズ状あるいは不連続、不規則に透水層、不透水層が分布する要因を理解することができる。その結果、被圧地下水帯の一つの特徴として下流端を湖底にも自由地下水帯にも開かない、あるいはこれに準ずる機構(後述の図-2・62)が予想される。これはまた現在の自噴帯の地下水の挙動、性状と多くの点で一致する。

(3) 土質特性

びわ湖周辺の沖積平野は湖東、湖南において著しく発達し、その滞積状態は大阪などの沖積層と比較してはるかに不規則であり、その原因の多くは急流の小河川による滞積機構の特性に求むることを述べた。そのうちでも基盤の形によつて、過去において河道が通り得なかつたと考えられる長命寺附近、米原附近、瀬田附近には有機質土が分布している。俗名スクモと呼び、繊維性有機質土で土質分類ではptに属する。分布状態もさまざまで層厚は数メートルから十数メートル、広がり数百メートルに達する。支持力も極めて低く($N=0\sim1$)、地下水位低下による圧密沈下、収縮沈下が相当大きいことも予想される。詳しく調査した文献もいくつかみられる。¹⁴⁾

2・7・4 地下水の性状

(1) 地下水位等高線図

滋賀県下の中学校の協力を得て、総合的に井戸調査を行ない、現地での聞き込みをも含めて後出のように図-2・61の地下水位等高線図を作成した。同図における実線は地下水位等高線でそれに付す数字はその標高である。

井戸調査はびわ湖周辺の平野部に存在する大字、小字（約1km²に1つの割合で分布している）を対象とし、井戸数、井戸の型式、水位変動、水温などをアンケートにした。各字ごとの中央および東、西、南、北側に掘られた5本の井戸を選び出し、水位はそれらの平均値とした。各地点の標高は2万5千分の1の地図からよみ取り、これから井戸水面までの深さをさし引くことにより地下水位の標高の算定を行なっている。

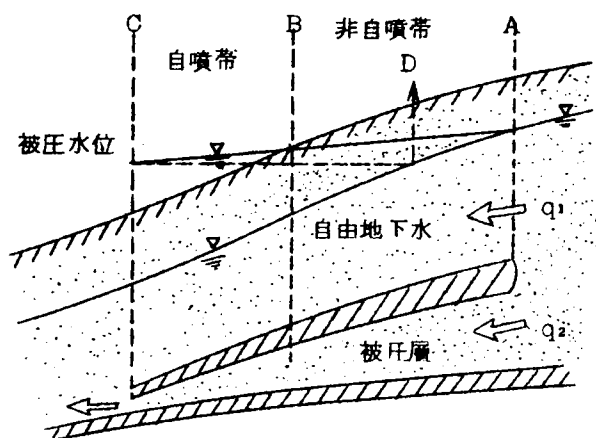
びわ湖周辺地帯には浅井戸と自噴井戸（俗名：ドツコイシヨ）の2種の型式があり、前者は地表面下数mに水面をもつ浅層自由地下水を対象とし、後者は地表面下十数メートルから数十メートルに及ぶ深層被圧地下水を対象としている。後者は自噴しているが、これはむしろ自噴する滞水層まで井戸を掘り下げる、または自噴する層をさがして造られたものであつて、その点ではいずれの層も自噴するというわけではない。図-2・61の地下水位等高線は前者の浅層の自由地下水のものである。筆者の見解は、浅層地下水、深層地下水の区別は漸移的なものでお互いに緊密な関係を有している。地下水位変動、地下水開発の問題を論じるに当つて、後述するように浅層地下水の考察を行ない、その結果から深層地下水の挙動を推定しようという立場をとっている。

(2) 浅層地下水

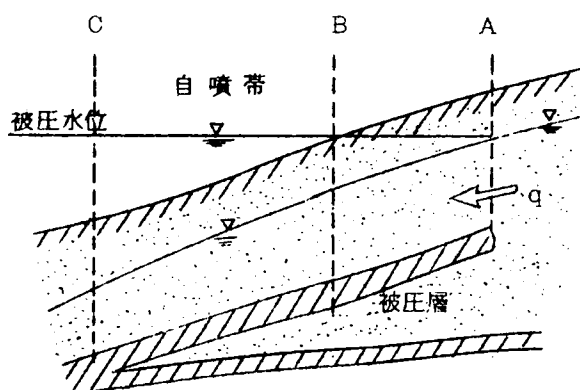
地質図、井戸調査および現地踏査の結果から地下水流の性状を巨視的に考察する。最も単純なモデルを考えると前出の図-2・60のように基盤の上に古びわ湖層群が厚く滞積し、いずれも不透水層あるいは難透水層で地下水流はそれより上部を考える。古びわ湖層群と不整合に洪積層（段丘層）、沖積層が分布し、いずれも湖岸に近づくにしたがつて層厚は大きくなる。透水性は総括的に土粒子が粗である上流に大きく、下流へ行くにしたがつて小さくなる。そのうち浅層地下水は多分に自由地下水の性状を有している。

(3) 被圧地下水

被圧地下水を有する構造を大別すると図-2・62のように（a）下流に開いていて地下水流が存在する構造（b）下流または上流の一方が閉じていて地下水流が存在しない構造となる。びわ湖周辺地帯の自噴井に対しては後者あるいはそれに準ずる構造であると考えられる。その理由はずぎのようである。



(a) 地下水流の存在する被圧地下水帯



(b) 地下水流の存在しない被圧地下水帯

図 - 2・6・2 被圧地下水帯の模式図

1) 自噴地域で地表面の縦断図を描いてみると、必ずしも圧力線が地表面上に出ない。

2) 自噴する地域で井戸を掘る場合、何れの層からも自噴するものではなく、相当の深さの層においても自噴する層と自噴しない層とがある。深い層より浅い層で自噴することもある。

3) お互いに自噴している井戸でも数10m離れるか、あるいは深さが10mも異ると全く別の滞水層の性格を想像させる。必ずしも深い層の水位が高いとは限らない。

4) 自噴井の水位は浅層地下水の場合に比して湖水面などの変動の影響が少ない。

以上の理由に加えて、周辺地帯の洪、冲積層の滞積が比較的急流の小河川によつて局所的な洪水をくりかえしながら形成されていった過程を考へることによつて理解できる。

2・7・5 地下水位変動の解析

(1) 浅層地下水の変動

調査の目的の項でも述べたように貯水池としてのより高度なびわ湖の利用のためには利用水深の拡大を図ることが必要である。この利用水深の拡大に伴って生じる周辺地帯の地下水位変動に

について検討した。解析方法は前節ですでに述べたとおりである。

びわ湖々水面が一様に3.0 m低下した状態について、定常地下水流としての解析を行なった結果にもとづいてその影響の大きさと範囲を図-2・63に示す。この解析を実施した縦断面は μ 1～ μ 27である。

地下水位低下量が3.0～2.0 m, 2.0～1.0 m, 1.0 m～0.0 mの影響範囲をそれぞれ破線, 1点鎖線, 2点鎖線で示している。なお同図から判断して水位低下の影響範囲が国鉄東海道本線の付近であると推定されることは偶然にしても興味深い結果である。

非定常流としての解析を行なった結果¹⁵⁾が前出の図-2・31, 図-2・32である。湖水面が現在の水面より1.5 m低い水平面を中心として振幅3.0 mの三角関数で変動したときを仮定し、湖岸からの距離をパラメータとする水位変動量と時間の関係を示したものが図-2・31である。また図-2・32は、将来、利用水深を拡大した場合の湖水面変動の推定値（破線で示す）を境界条件として、地下水位変動の解析を行なった結果である。

(2) 被圧地下水の変動の考察

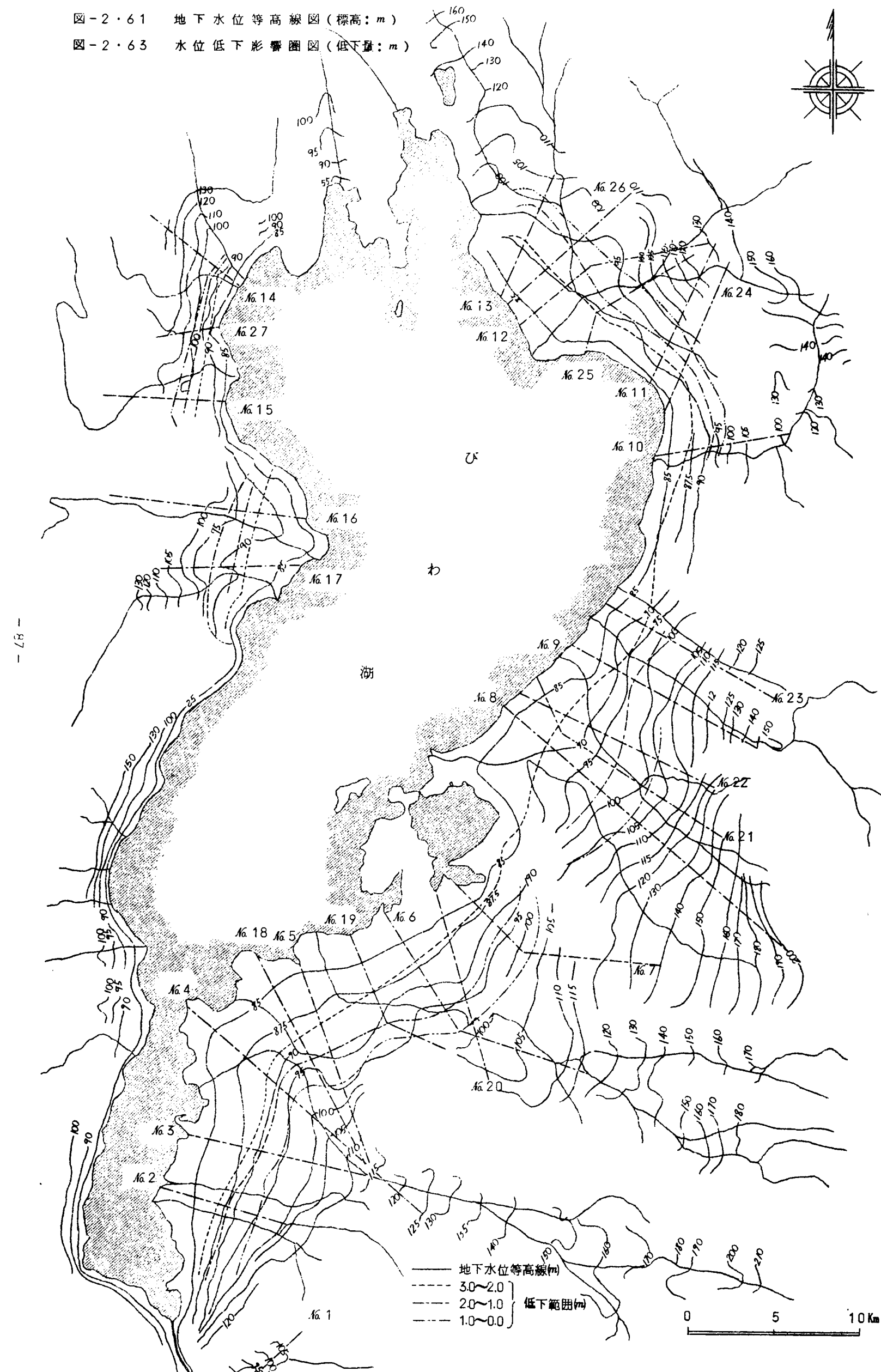
前出の図-2・62(b)のように湖底に開かず上流のA域で自由地下水と連絡している場合には、BおよびC域の被圧地下水はA域における自由地下水の水位変動とほぼ等しい。したがってBおよびC域における自由地下水が湖面の影響を大きく受けても被圧地下水では小さい。これらの現象は現地の井戸観測の結果からいえることであつて¹⁶⁾、被圧地下水帯が前記のような構造から成っていることを実証するものである。したがって前節の式(2・40)によつて、その根拠を証明しうることがつぎのように結論づけることができる。「被圧地下水位の変動は、その被圧地下水位と等しい自由地下水位の地点における自由地下水位の変動と等しい。」

湖底に連続している被圧地下水帯においてはその開口の程度によつて湖水面の変動の影響が異なる。前出の図-2・25, 図-2・26は被圧地下水帯の形による地下水位変動の影響の大きさを示したものである。すなわち、準深が大きいところでは水頭の損失量が小さく、地下水位変動の影響は大きい。したがって被圧地下水位変動の伝播は湖岸からの距離とは無関係で、その地点の水位の関数と考え、準深を用いて求めた自由地下水の水位変動の結果をこれにあてることができる。

以上の考え方を具体例で示すと以下のようである。

図-2・64において地点Bにおける被圧地下水位は、上流の地点Aにおける自由地下水位と等しい。したがって地点Bの被圧地下水位の変動量を求めるには、地点Aの自由地下水の水位変動量を求めればよい。なぜなら両者は等しいからである。

圖-2·63 水位低下影響圈圖(低下量: m)



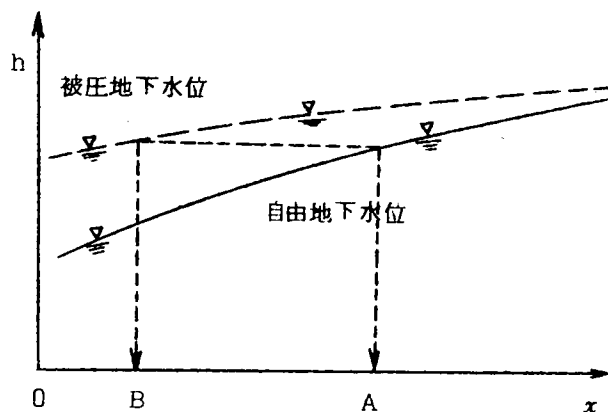


図 - 2・64 被圧地下水位の変動量の算定のための説明図

たとえばびわ湖周辺地帯の野州川流域の湖南平野では自由地下水位と被圧地下水位との差が2～3 mである。したがって地下水位勾配が $1/1000$ とすると被圧地下水位の変動は2～3 km上流地点の自由地下水位変動と等しいことになるので実際には湖水面変化の影響は小さいと考えてよい。

2・7・6 結 語

びわ湖周辺地帯の土質、地質、地下水の性状とびわ湖々水面変化に起因する地下水位変動の大きさと範囲について検討した。

結果を要約すればつぎのようである。

(1) 地質構成を巨視的にみると、古生層、花崗岩からなる基盤岩の上に古びわ湖層群、段丘礫層、冲積層の順に不整合に滞積している。地質学的にはびわ湖は縮小過程にあり、また水理質学的に透水層の構成状態は極めて複雑である。

(2) 土質の特性は長命寺附近に分布する有機質土 (p_t) で俗にスクモと呼ぶ。極めて軟弱で地下水位低下による収縮沈下の可能性がある。

(3) 地下水位等高線図を井戸調査の結果から作成した。

(4) 地下水位等高線図をもとにして、「準深」を用いて湖水面変化に起因する地下水位変動の大きさと範囲を解析した。

湖水面低下量が3.0 mの場合には図-2・63に示すような影響圏が推定された。また、非定常解析の結果によると上記の定常解析の結果より影響はるかに小さいことが明らかとなった。

(5) 被圧地下水については、びわ湖に開いていない、あるいはわずかに開いている構造であることを考究し、よつて湖水面変化による地下水位変動量は自由地下水の変動量より小さいことを述べた。その変動量の大きさは「被圧地下水位と等しい水位を有する自由地下水の地点における自由地下水位の変動と等しくなる」ことを明らかにした。

なお、さらに詳細なデータについては文献 12) を参照されたい。

参 考 文 献

- 1) 松尾新一郎, 河野伊一郎: 湖水面などの変化に起因する自由地下水の水位変動の解析に関する研究, 土木学会論文集 第139号 (1967. 3) pp. 24~30
同討議, 土木学会論文集 第146号 (1967. 10), pp. 56~60
- 2) Shin-ichiro MATSUO, Ichiro KONO: Analysis of the Variation of Unconfined Ground-Water Level Due to the Change of Water Level in a Surface Reservoir, Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto University, Vol. 29 (1967. 4) pp. 103~118
- 3) 本間仁: 地下水の計算について, 土木学会誌 Vol. 42, №18 (1956. 8)
- 4) 松尾新一郎, 河野伊一郎: 地域地下水の水位変動の解析方法, 土と基礎 Vol. 17, №1 (1969. 1), pp. 23~31
- 5) 松尾新一郎, 河野伊一郎: 地下水位変動の非定常解析についての考察, 第1回土質工学研究発表会論文集 (1966. 11), pp. 23~27
- 6) 松尾新一郎, 河野伊一郎: 差分式による地下水揚水量の算定について, 第13回土質工学シンポジウム論文集 (1968. 12), pp. 55~60
- 7) 野満隆治: 海岸地下水の研究, 地球物理 Vol. 4, №2 (1940), pp. 111~115
- 8) たとえば, 本間仁: 応用水理学 (上), 丸善 (1957), pp. 207~208
- 9) J. Keller and A. R. Robinson: Model Study of Interception Drains, Proc. of ASCE (1959), pp. 41~52
- 10) William Haushild and Gordon Kruse: Unsteady Flow of Ground-water into a Surface Reservoir, Proc. of ASCE (1960), pp. 13~17
- 11) H. S. Carslaw and J. C. Joeger: Condition of Heat in Solid, 1st Edition Oxford Univ. Press (1946), (文献10)より
- 12) 松尾新一郎, 河野伊一郎: びわ湖周辺地帯の土質, 地質, 地下水の性状に関する研究, びわ湖総合開発協議会 (1962. 3), 同別冊 (1962. 11)

- 13) 松尾新一郎, 中沢圭二, 高谷好一: びわ湖周辺の地質, びわ湖総合開発協議会 (1962. 3), pp. 3~15
- 14) たとえば, 木下真次, 洞田則久, 谷山重孝: びわ湖有機質土の工学的特性, 土と基礎 №40 (1960. 8), pp. 4~10
- 15) 松尾新一郎, 河野伊一郎: 地下水位変動の非定常解析についての考察, 第1回土質工学研究発表会論文集 (1966. 11), pp. 23~27
- 16) 大阪通商産業局: びわ湖周辺の地下水と水位変動について (中間報告) (1965. 3)
- 17) 高谷好一, 西田一彦: びわ湖東岸の地質と地下水の流出機構について, 地球科学 №74, (1964. 9) pp. 33~39
- 18) 稲田裕, 赤井浩一, 宇野尚雄: びわ湖周辺の地質, 地下水調査, 土木学会誌 52巻4号 (1967. 4), pp. 24~30
- 19) 松尾新一郎, 河野伊一郎: 地下水位低下工法, 鹿島出版会 (1970. 2) pp. 171~192

第3章 地下水開発とそれに伴う地下水位変動

3・1 概 説

(1) 地下水開発のあり方

地下水の開発は、有害な地下水位低下を生ずることなく、一般には長期間継続して揚水しうるものでなくてはならない。そのためには地下水収支の均衡を理解するという立場から、広域地下水を総括的にとらえた調査が必要である。地下水が他の地下資源と異なる最も大きい特徴は比較的短時間で循環、再生されうるものであるということであつて、この特徴を生かし合理的な利用が行なわれるならば無限の資源となりうることを認識しなければならない。

従来、このような広域地下水の開発可能量の定量的な調査はほとんど行なわれていないといつてよいであろう。無計画に井戸が掘削され、その井戸を使つた比較的短時間の揚水試験から揚水可能量を決めているのが実情であり、この場合の揚水可能量は井戸の性能からくる適正揚水量であつて、必ずしも広域地下水のバランスを考慮したものではない。そのために数年後、ときには数ヶ月後に所定の揚水ができなくなるなど、種々の支障をきたし、また、当該井戸のみでなく、周辺地域で地下水位低下による種々の問題を生ぜしめることも決してめづらしくない。

これらを出来るだけ避けるには総合的な立場から合理的に地下水開発の算定を行なうことが必要であり、そのためには以下に述べる地下水かん養量、地下水流動量、地下水採水量の3項について検討されるべきである。

現在のように技術革新による産業能率の急上昇に伴い、用水問題がますます深刻化しているとき地下水開発の将来計画が合理的に樹立される必要性を痛感せざるをえない。

(2) 地下水かん養量

地下水開発にあつては、対象となる地域全体で、概略どれほどの地下水かん養が可能であるかを把握する必要がある。地下水かん養量以上の地下水揚水は不可能であるからである。ある期間内では地下水賦存量によつてまかなわれるであろうが、長期継続揚水という基本的な考え方よりは、時間が経てば種々の支障があらわれることは必須である。地下水の供給源は ①降雨の直接地下浸透によるもの、②湖沼や河川などの地表水の地下浸透によるもの、③水蒸気の地下凝結によるものなどが考えられる。

これらの各機構は地形、地質、土質あるいは気象条件によつて極めて複雑なものとなり、浸透能などを駆使してもこれを直接、定量的に把握することは現在のところ不可能である。したがつて現段階では間接的な方法によらねばならないといえよう。間接的な方法としては、(1) 降雨量の何%

が地下水に供給されるかを河川の流出、伏設の状況（主として湧水流量）等から推定する方法，
Ⅲ）地下水位変動を解析することにより推定する方法，Ⅳ）地下水流動量を大局的に概算して地下水かん養量を把握する方法，Ⅴ）その他 である。

（Ⅰ）の河川流出量から推定する方法についてはつぎのような考え方に基づいている。

わが国の代表的な河川の湧水流量は流域面積 100 km^2 あたり $1\text{ m}^3/\text{s} \sim 2\text{ m}^3/\text{s}$ の範囲のものが多い。周知のとおり、湧水流量は1年365日を通じて355日を下らない流量であるから降雨の直接流出ではなく、びわ湖を源にしている淀川のような河川を除けばそのほとんどを地下水流出と考えてよいであろう。したがって、湧水流量の大小をもつてその地域の地下水かん養量の大小を判定する目安と考えることは妥当である。このかん養量の大小は流域の降雨量はもちろんであるが、地形、地質、土質等の性状によつて支配される。

いま、 100 km^2 あたり $1\text{ m}^3/\text{SEC}$ の地下水流出を生ずるためには1年間に約 300 mm の降雨量が地下水に添加されることになり、年降雨量を $1,600\text{ mm}$ とすれば降雨量の約 $1/5$ 強が地下水かん養についやされる概算となる。また、 100 km^2 あたり $2\text{ m}^3/\text{SEC}$ の地下水流出を生ずるためには同様な考え方をすれば降雨量の約 $2/5$ が地下に浸透して地下水に添加されることになる。

これらの自然の水収支は異常気象でない限りにおいて、平均的にはバランスのとれたものであり、流域 100 km^2 あたり $1\text{ m}^3/\text{SEC}$ の湧水流量の流域では、平均的に地下水かん養可能量の最低値を年間雨量の約 $1/5$ とすることについては大局的に妥当であると考ええる。この河川の湧水流量をもつて地下水かん養量の最低値とする根拠の一つは、これまで多くの研究者によつて地下水流出は降雨停止後指数関数的に減少して行くことが観測されており、¹⁾ 湧水流量は1年間におけるその低減曲線の最低値に対応しているからである。なお、地下水開発によつて地下水位が低下すれば、それだけ地下水のかん養量も低下前に比して増加することが予想でき、地下水開発の立場からいえば余裕を見込んだかん養量であるといえよう。

このように河川の湧水流量から地下水かん養量を推定する場合、さらに高い精度で論議するためには今後の調査、研究に待たなければならないことはいうまでもないが、その場合対象としている地域の土質、地質、地形の特性について十分な知識が要求される。

さて、図 - 3・1 に示すモデルについて地下水かん養量の算定方法の基本的な考え方を述べると次のようである。

対象としている水系は独立したものと考えこれを山地部と平地部に分離する。さらに山地部を①域と②域に区分する。すなわち山地において分水嶺（厳密には地下水の分水界）を地形図より読みとり、水の流れが直接河川の方角に向いているものを①域、また平野部の方角に向いているものを②域とする。

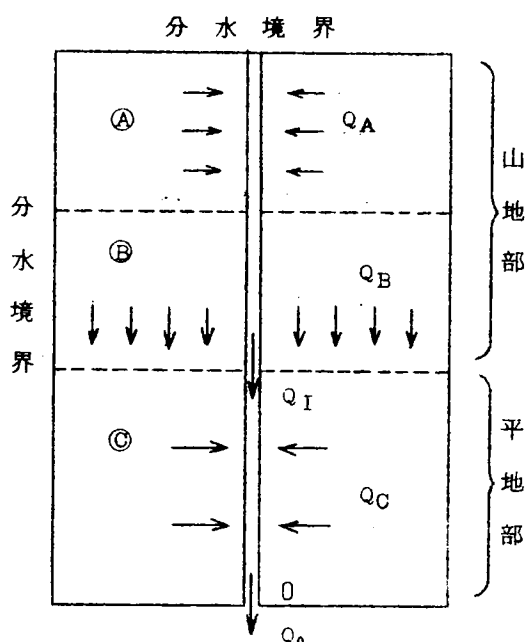


図 - 3 ・ 1 流域モデル

一方、単位面積あたりの平均湧水流量が測定されているなら、これに①域の面積をかけて Q_A を算定する。ここに Q_A は①域の地下水かん養量である。この Q_A は河川が山地部より平地部へ出るI地点での湧水流量 Q_I と等しいはずであり、これによって概略チェックすることができる。同様に②域における地下水かん養量 Q_B が算定できる。 Q_B は平野部-山地部境界における地下かん養量となる。

平野部③域については地質、土質構成によつて異なるのはいうまでもないが、土地利用状況によつても大きく左右される。

この値の算定を行なうためには地下水位の変動や河川の平地部での湧水流量をいくつかの地点で測定し、平地部の河道での地下水の収支を地下水位等高線から求めた地下水流線の位置とも併せ判断する必要がある。

以上は最も単純なモデルについての一般的な説明であるが、実際には地形、地質、土質、さらには土地被覆状況が地域によつて異なり、さらに複雑な様相を呈する。しかし、その取扱い方については、モデルの場合の拡張でありこの考え方に沿つて解析することは可能である。

その一例としては、流域をさらに小区分し、各小流域の地形、地質、土質、あるいは地表の被覆状態を調査し、湧水流量より求める地下水かん養量の合計を各小流域に再配分し、より高い精度で解析することができる。

(ii)の地下水位変動量を解析することにより地下水かん養量を推定する方法については、ごく概算的には対象地域を適当な小面積に分割し(その面積を A_i 、 $i=1, 2, \dots, n$)、各区分内の代表地点で地下水位を実測し、その変動量を Δf_i 、有効空けき率を β_i とすれば、地下水収支の増分 ΔQ を次式で求めることができる。

$$\Delta Q = \sum \beta_i \Delta f_i A_i \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 1)$$

また、後述の3・3、3・4での方法による場合には、まず地下水かん養量を上記のいずれかの方法で推定し、それにもとづいて準深を算定する。この準深を用いてすでに観測されている地下水位変動を解析してみても解析結果が実測値と一致した場合にはその地下水かん養量の推定値は正しいと判定され、また一致しない場合には地下水かん養量の推定値を増減させて解析をくり返し、地下水位変動の実測値と計算値とを等しくせしめたとき、その地下水かん養量の推定値を妥当な値と判定することができる。

(iii) 地下水流動量から地下水かん養量を推定する方法では、地盤の透水性（透水係数と透水層厚さなど）と地下水位勾配から Darcy の法則を用いて大局的に地下水流動量を算定し、これを地下水かん養量とする。地盤の透水性を把握する方法およびその精度が問題である。

以上の(i)、(ii)、(iii)の各方法は現段階では多分に不明確な要素を残しており、また測定時の誤差も大きいためにいずれも完全な結果を期待することは難しく、いくつかの方法を組み合わせて地下水かん養量を算定することが望しいと考える。

(3) 地下水流動量（地下水開発量）

いま、地下水収支の境界が最もわかりやすい盆地を考えると、周辺の山岳、丘陵などにおいてかん養された地下水は水頭を減じながら盆地の平地部へ流下する。盆地の適当な地域（例えば工業地帯）で大量の地下水開発を行なうためには、その地域で人為的に地下水位を下げ（揚水を行なうことによつて）地下水位勾配を生ぜしめて地下水を集めなければならない。地下水位低下量を大きくすれば地下水位勾配も大きくなり、必然的に大量の地下水が流入する。しかし、その地下水位低下量は地形、地質、その他の条件によつて制限を受け、地下水位勾配にも限度がありおのずと地下水流入量にも上限が存在することになる。したがつて地形的には低い地点を揚水地点として選定することは小さい地下水位低下量で大きい地下水位勾配をつくることができるため、他の条件が同一ならば有利であることはいうまでもない。

合理的な地下水開発、地下水規制は地下水開発量と揚水位、あるいは揚水に伴う周辺の地下水位低下量とその影響範囲などについての諸事項を検討することによつて初めて可能となる。

(4) 地下水採水量

地下水収支の立場からどれだけの地下水を汲み上げることができるかという問題に関してはこれを地下水開発と呼び、これに対してある地点で、具体的にどのような規模のどのような構造の井戸を、どのように配置して揚水するかという問題に関しては地下水採水と呼ぶことにする。前者は地域調査（広域地下水調査）であり、後者は多くの場合地点調査である。この地下水採水量の算定に対しては、ボーリング、揚水試験などの地点精査を行ない井戸理論などの水理公式を用いて計算できる。この問題に関しては従来より比較的多くの調査、研究があり²⁾。本研究で

はとくに取り扱っていない。

本来、地下水調査はまず広域地下水調査があつて、これにもとづく地点調査が実施されてはじめて完全な調査となりうる³⁾。

3・2 準2次元地下水流における準深

3・2・1 準深の定義

平面方向に分散あるいは集中している準2次元地下水流に対して準深を定義する。

図-3-2に示すように、流線 $\psi_0 \sim \psi_1$ 間の地下水流を考えると式(3・2)が成立する。

$$Q = k \cdot i \cdot h \cdot b \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 2)$$

ここに、 Q ：流線 $\psi_0 \sim \psi_1$ 間を単位時間に流れる地下水量、 b ：流線 $\psi_0 \sim \psi_1$ 間の巾、である。

式(3・2)において式(3・3)の仮説をたてる。

$$(Q/k) = \text{const}$$

この一定値に添字 a をつけて表わし、 h の代りに H で表示すれば式(3・2)、(3・3)より式(3・4)が成立する。

$$H = (Q/k)_a \cdot \frac{1}{b} \cdot \frac{1}{i} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 4)$$

式(3・4)の H を準2次元地下水流の「準深」と定義する。その基本的な考え方、特性は準1次元地下水流の準深に準じて考えることができるのでここでは詳しくは述べない。

式(3・3)の代りに式(3・5)の仮説をたてることによつて準1次元地下水流の場合の準深となる。

$$Q/(k \cdot b) = \text{const} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 5)$$

3・1・2 準深の算定方法

準2次元地下水流の準深の算定は準1次元地下水流の場合に準じた考え方および手順で行なうことができる。

算定順序を簡単に述べると以下のとおりである。

- (1) 地下水位分布を測定し、地下水位等高線図を作成する。
- (2) 地下水位等高線に直交するように流線を描く。

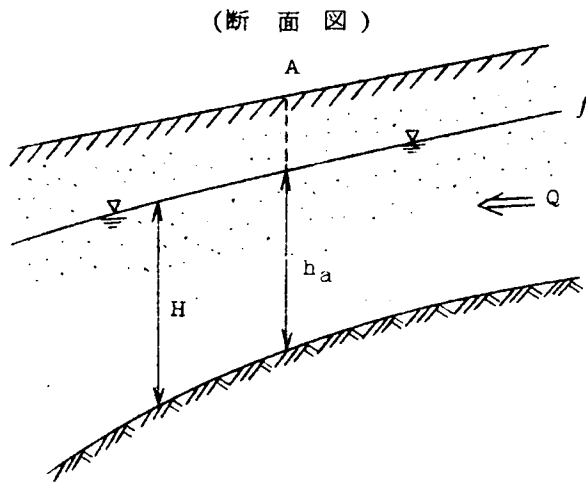
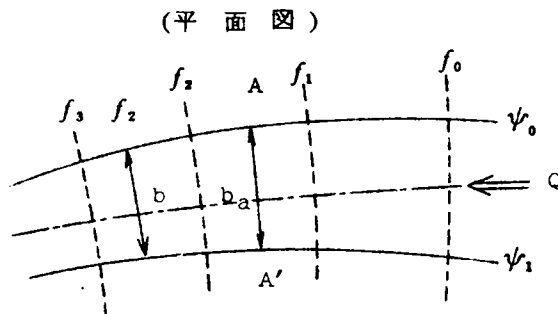


図 - 3 - 2 準2次元地下水流の模式図

(3) 2流線間の流路を考え、その中心線に沿って縦断面をとり地下水位勾配 i を計算する。

(4) 一定値 $(Q/k)_a$ を求める。

図 - 3 - 2 に示すように流路の任意の A - A' における平均透水層厚さ h_a が求まると次式から $(Q/k)_a$ を計算することができる。

$$(Q/k)_a =$$

$$i_a \cdot h_a \cdot b_a$$

$(Q/k)_a$ を求める

別法としては、地下水分養量の調査から Q が測定できる場合には、

k_a を仮定して

$$(Q/k)_a \text{ を計算する。}$$

(5) 以上の $(Q/k)_a$,

i , b を式 (3・4)

に代入して準深 H を算定する。

3・2・3 準深の適用範囲

準深を広域地下水の調査に導入した動機は、大局的な立場から地盤の透水性、地下水の挙動を把握するためであり、併せて調査の労力、経費あるいは時間を少なくして調査の成果を上げることが目的としている。したがって地下水調査を前述のように地域調査と地点調査に分けると、準深の応用は前者の地域調査に限定されるべきである。

いま、広域地下水の地下水の開発のための調査をつぎのような4段階に分けて考えることがで

きる。

- ① 地下水の実態調査
- ② 地下水開発量の推定
- ③ 地下水揚水地域の選定と揚水量の算定
- ④ 揚水地点の決定と井戸の設計

準深を応用できる範囲は①～③と考えるべきである。

地層構成の部分的精査、地下水挙動の局地的な考察を必要とする④については、準深によつて必ずしも十分な成果を得ることはできない。すなわち、井戸の配置の地域指定はできても地点の指定や井戸の構造の決定は困難であり、このような場合にはボーリング、揚水試験などによる細部精査を補足しなければならない。

以上のように準深の適用範囲は地下水の地域調査と考えるのが妥当であり、その広域地下水の調査に基づいて、細部のいわゆる精細な地点調査を行なうべきであると考えている。

3・3 地下水位等高線図の利用

3・3・1 地下水位等高線

地下水位等高線図は、地下水面図あるいは地下水位図とも呼ばれ、地表等高線で地表の凹凸を示すがごとく、自由地下水の場合は地下水面の凹凸を、被圧地下水の場合には地下水位（圧力水頭を位置の水頭に換算した標高）を等高線で結んで図示したものである。地下水面（位）の高さは仮ベントを零点としてとることもあるが、一般には標高を用いた方が便利である。

この地下水位等高線図は、つぎのような性質を有する。

- (1) 同一等高線上の点の地下水の水頭はすべて等しい。
- (2) 各等高線は図面の内、または外でそれ自体で閉合する。
- (3) 等高線は図面の内で閉合する場合は湖沼や貯水池、湧水地点を中心として、ときには人工的揚水地点を中心にして凹状に閉じる。別の水系から何等かの形で地下水供給が行なわれている場合（たとえば被圧水が、その上部にあるそれより小さい水頭をもつ自由地下水系あるいは被圧地下水系へ噴出しているような場合）には凸状に閉じる。
- (4) 等高線が図面外で閉合する場合は必ず図面の一端より他端に至るべく、途中で消失したり交叉分岐はしない。

3・3・2 流線網の作成

Bennet らはつぎのように述べている。⁴⁾

「揚水試験の与える透水係数は正確ではあるが帯水層の小サンプル的な透水係数を与えるにすぎないのに対し、流線網によれば帯水層の大部分を包含し、より現実的な積分された地域的な透水係数を与えるものである。」

また、山本は、徳島市外の喰川河畔で流線網を用いて透水係数を求め、よい結果を得たと報告している⁵⁾

筆者らも、準深の値の算定には流線網を作成する方法をとつてきた。流線の描き方については、「等方性均質地盤では地下水位等高線と流線は直交する」という基本的な性質に基づくものである。

一方、現地盤の透水性は厳密には異方性の場合も多く、また、地下水位の測定も適当と考える一定の面積に対して有限個の地点での測定値で代表させるのであるから平均化されたものと考えざるを得ない。したがって地下水位等高線の精度にも自から限度があり、むやみに厳密な作成法はときには無意味ともなる。

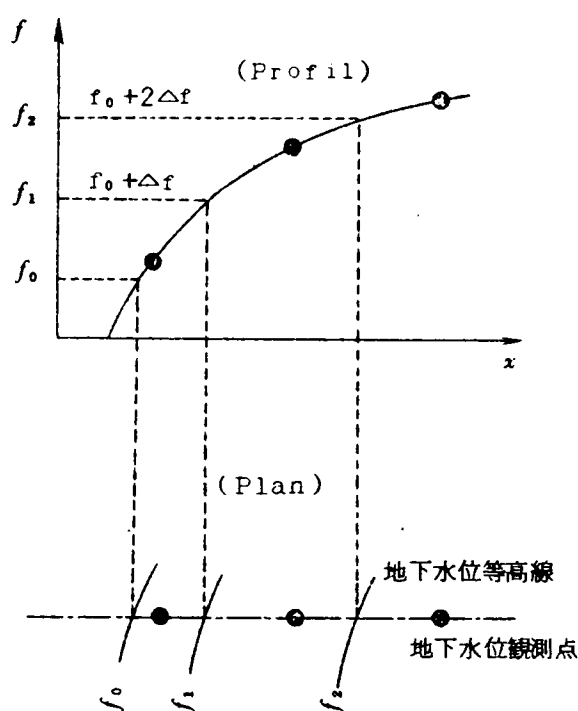


図 - 3 . 3 地下水位等高線の決定

図 - 3 . 3 に示すように横軸に観測地点間の距離を縦軸に地下水位をとり、少なくとも3地点の観測値をプロットしてなめらかな曲線でこれらを結び所定の地下水位の地点を求める。単に直線で結んで比例配分することは考え方としては好ましくない。流線についても地下水位等高線と全く同様である。

しかし、後述の図 - 3 . 7 のように同一条件で作成された2つの地下水位等高線図を比較検討するような場合などでは、とくに高い精度（直交するという意味で）あるいは一定の規準で流線を作成することが必要となり、このような場合には個人差をなくするという意味ではつぎのような手順で流線を作成する方法を提案する。

(a) 地下水位等高線と格子区分

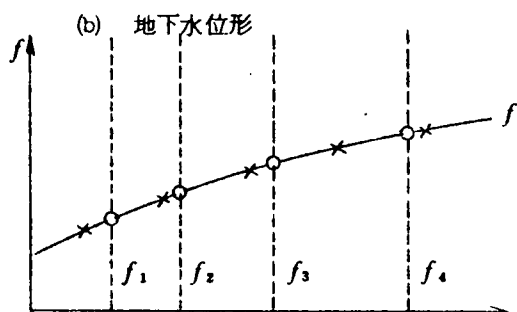
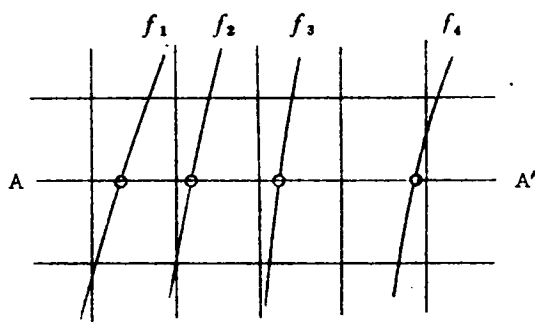


図 - 3・4 格子節点の水位の算定法

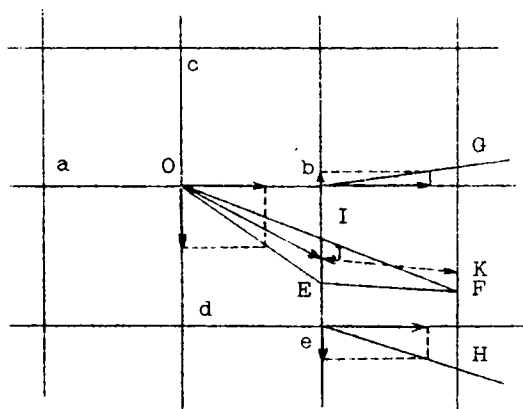


図 - 3・5 流線の作成方法

(1) 地下水位等高線図上に、図 - 3・4(a)に示すように格子区分を入れる。

(2) 直線 (A - A') を横軸に、水位を縦軸にとり、地下水位等高線上の値 (o 印) をプロットする。これらの点を連ねてスムーズ曲線を描く。

(図 - 3・4(b))

(3) 図 - 3・4(b)より各格子節点の地下水位 (x 印) を読みとる。

(4) 図 - 3・5を参照して格子のcod, a o b方向の水位差、すなわち地下水位勾配をベクトルで表示し、両者の合成ベクトルの方向OEを求める。

OEはすなわちO点における流線の方
向を示している。他の節点においても
全く同様に流線の方(たとえばeH,
bGなど)を決定する。

(5) 接点Oを通る流線を求める場合に
は、図 - 3・5に示すように、まず

$$bE / Ee = GF / FH$$

となるように点Fを求める。OFを直
線で結び、beとの交点をIとすればI
Eの中点Jを求める。接点Oを通る流
線は点OにおいてOEの方向を有し、
かつ点Jを通る。なおJ点における流
線の方向はJKである。

$$(bJ / JE = GK / KF)$$

以上の方法は、流線が放物線の形で
近似できる場合に適用できるものであ
る。〔 Appendix 4 〕

(6) 以上の手順に従つて流線の通る点とその方向を求め、これらを連続して流線を求めることができる。

この手法を用いた具体例として、後述の図-3・7の三方原台地の地下水位等高線図に流線を描いたものがそれぞれ後出の図-3・8、図-3・9である。

[Appendix 4]

流線 ψ を2次式 $\psi(x)$ と仮定する。

$$\psi(x) = ax^2 + bx + c \quad \cdots \cdots (1)$$

微分して、

$$\psi'(x) = 2ax + b \quad \cdots \cdots (2)$$

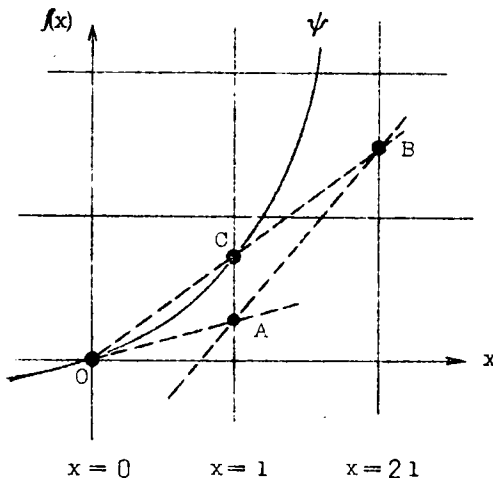


図-1 説明図

図-1における点O, A, B, Cはそれぞれ

$$\text{点 O : } \psi(0) = c$$

$$\begin{aligned} \text{点 A : } & \psi(0) + \psi'(0) \cdot 1 \\ & = 2a \cdot 1 + b + c \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{点 B : } & \{\psi(0) + \psi'(0) \cdot 1\} + \\ & \psi'(1) \cdot 1 \\ & = 2a \cdot 1^2 + 2b \cdot 1 + c \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{点 C : } & \frac{1}{2} \{\psi(0) + \psi(0) + \psi'(0) \cdot 1 \\ & + \psi'(1) \cdot 1\} \\ & = a \cdot 1^2 + b \cdot 1 + c \\ & \quad (= \psi(1)) \end{aligned}$$

したがつて、直線OBと $x=1$ の交点は流線 ψ 上に位置する。

3・3・3 地下水位等高線図と準深

地下水位等高線図の作成は、広域地下水の流動状態を把握する場合の必須事項であるといつてよい。

われわれが地下水調査を行なうにあつて最も簡単に、最も的確に地下水の挙動の大勢を把握するための数少ない指標の一つであるといえよう。地下水位等高線は地下水位が一般になめらかな曲面から成るという前提のもとに、いくつかの有限個の地下水位の測定値から作成される。その観測地点のとり方と等高線の精度についてはわずかに山本の考察⁶⁾がある程度である。

地下水位等高線図は地下水流の大勢を把握するのに最も便利で最も貴重なものの一つであることはすでに述べたが、前節で定義した準深は、この地下水位等高線図をともに、小数のボーリングデータなどを有効に利用して求めうる地盤の透水性を表示する指標であり、広域の地下水性状を把握することを目的として導入したものである。

準深の値はすでに述べたとおり現在の地下水位分布を解析することにより決定される透水性を表わす概念であるから、地盤の透水性の分布と地下水位分布は一定の関係を有していなければならない。しかし、地下水位の分布は地盤の透水性のみの関数ではないから必ずしも1対1に対応するとは限らないが、地下水流の状態が極端に変わらない限り、若干の変化はあつても準深は、その地点で特有の値を示すべきである。ただし、たとえばある地点で東西方向には地下水が通過でき、南北方向に通過困難であるようないわゆる異方性透水地盤で、地下水流の方向が変つた場合、あるいは地下水位の上昇によつて透水断面積が著しく変化する場合にはその限りでない。

以上のような諸性質から、逆に地下水位変動によつて異つた地下水位等高線の分布を示したとき、その地下水位変動前後の地下水位分布を個々に解析し、相互比較することによつて地域の透水性の特性（異方性、地下水位の変化と準深の変化の関係など）を考察することも可能である。以下に具体例を述べる。

3・3・4 準深と地下水かん養量の推定

図-3・6に示すような2流線（ ψ_0 , ψ_1 ）に境される帯状の地下水流帯を考える。これを上流側より①, ②, …, ②に小区分する。

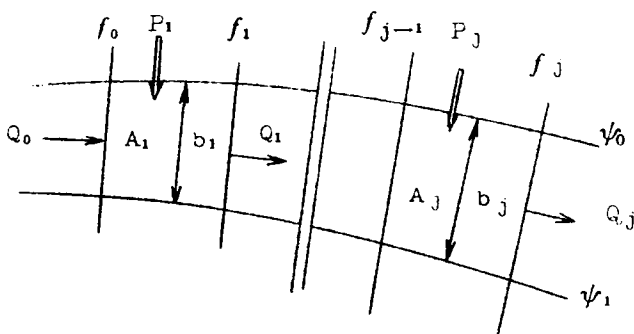


図-3・6 拡張した準深の算定の説明図

この地下水流帯のj域を流れる流量を Q_j とすると、

$$Q_j = Q_0 + \sum_{j=1}^j A_j P_j \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 6)$$

となる。ここに、 Q_0 ：最上流端における地下水流入量、

A_j ：j番目の小区分の面積、

P_j ：単位面積、単位時間あたりの地下水かん養量（降雨浸透量）である。

本章第2節の式(3・4)によつて定義する準深は、式(3・6)の Q_j を便宜上あたかも一定値であるような取扱いをしている。ここでは P の算定を目的とするために対象地域全体で一様な地下水かん養のある場合に対して、さらに広義の準深を定義すれば式(3・7)となる。

$$H_j = \frac{Q_0 + \sum_{j=1}^J A_j P_j}{k_a \cdot i_j \cdot b_j} \dots\dots\dots(3 \cdot 7)$$

ここに、 i_j : j 区分における地下水位勾配、 b_j : 流路巾である。

いま、 $P_j = P$ (＝一定) と仮定すれば

$$P = \frac{k_a \cdot i_j \cdot b_j \cdot H_j - Q_0}{\sum A_j} \dots\dots\dots(3 \cdot 8)$$

となる。

したがつて、縦断面(流路)の適当な地点で H (＝ h_0) が測定できれば P を推定することが可能である。具体例としては3・3・5で三方原台地の地下水かん養状態の推定を行なつている。

3・3・5 台地の地下水と準深

地下水位分布から、準深の値を算定し、その過程において地下水かん養量の推定を行ない、さらに地下水位分布の変化と準深の値について考察する。ここに静岡県浜松市の北部に位置する三方原台地の地下水についての解析例を示す。

三方原台地は静岡県浜松市に属し、東端は天龍川、西端は都田川によつて区分され、さらに上流側(北部)は急勾配で落ち込み下流(南部)は浜名湖に至る独立した洪積台地である。全体の面積は約70km²、北より南に向つて数100分の1の傾斜をなしている。

表層は浸透性に富むローム質であり、地表面下10～20m付近が礫層で透水性の大きい地層構成となつている。⁷⁾

(1) 地下水位等高線図

三方原台地の地下水位等高線図は、昭和30年10月に東京農地事務局で行なわれた井戸水位の同時観測資料(図-3・7の破線で示す)および昭和39年4月に道路公団による同観測資料⁵⁾(図3・7の実線で示す)を用いて作成したものである。

一般に5月は地下水位が低い時期であり、10月は逆に高い時期に相当する。三方原台地においても同様に地下水帯の性状を考察する資料としては最適のものと考えてよい。

昭和30年10月の地下水位と昭和39年4月の地下水位の関係を比較すると平均的に前者の方が後者より2.5～3.0m高くなつてゐることがわかる。

この図-3・7から3・3・2で述べた方法で流線を描いたものが図-3・8、3・9であ

る。昭和30年10月(図-3・8)では、地下水流の方向が西南であるのに対し、昭和39年4月(図-3・9)では南に方向を変えていることがわかる。

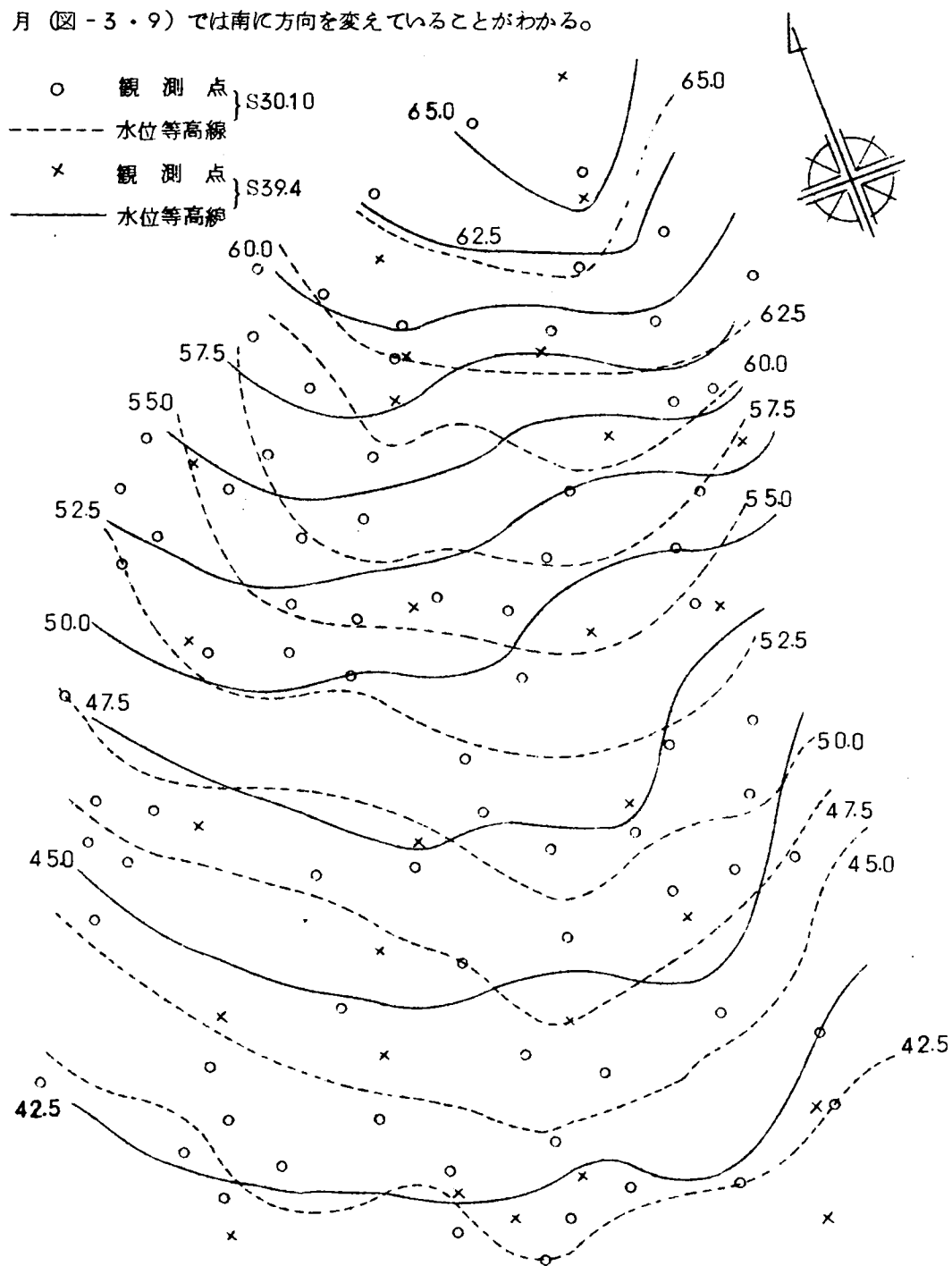


図-3・7 三方原台地の地下水位等高線図⁷⁾ (標高 m)

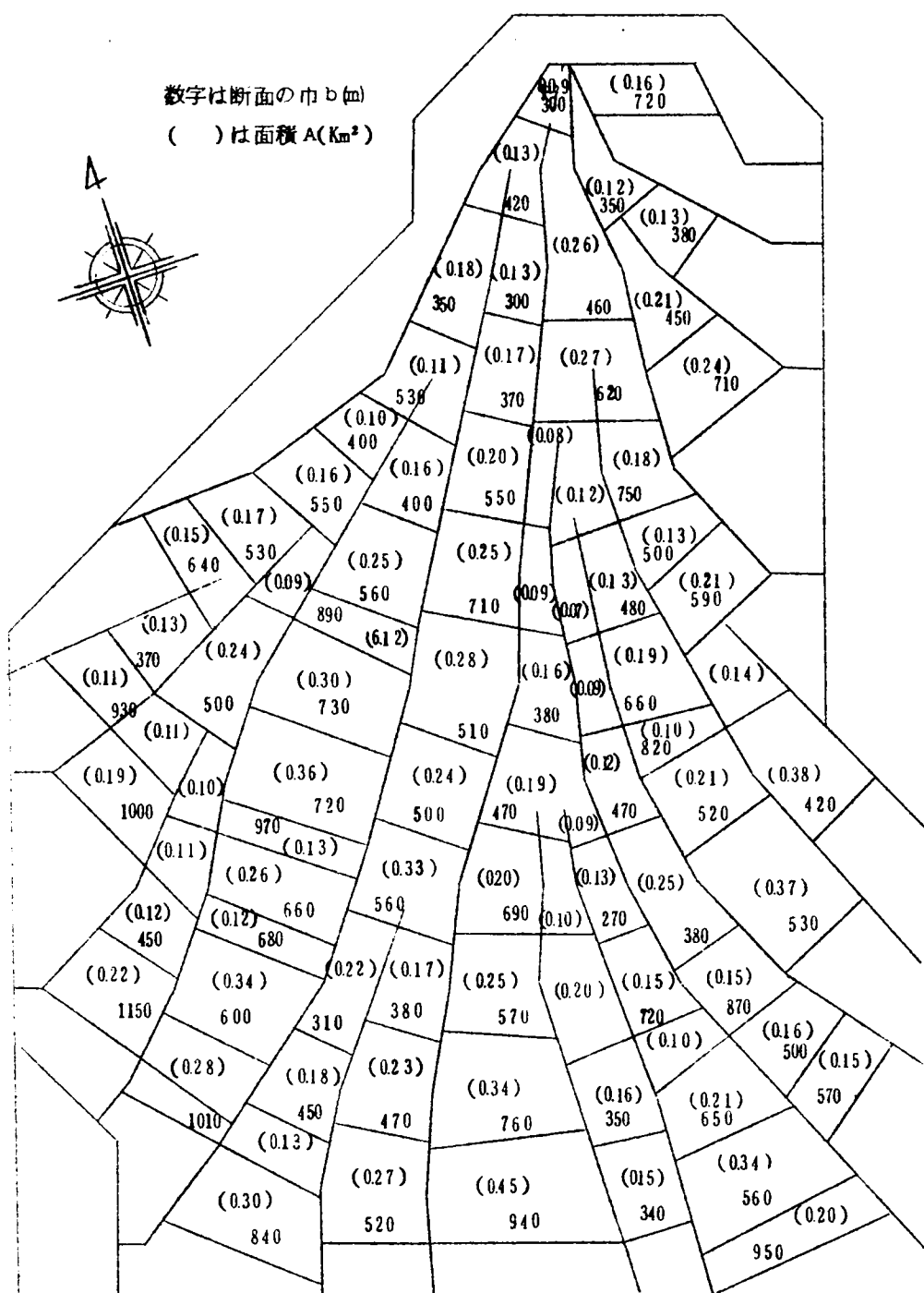


図-3・8 流線図 (三方原, $s = 30.10.1$)

〔 記入位置 〕 〔 平均値 〕		(5.6)		(4.2)		(3.7)	
		6.1	5.1	4.6	3.7	3.3	4.0
S30.10 の値	S39.4 の値	(4.3)		(5.6)		(5.4)	
		5.5	3.1	6.8	3.8	6.1	4.7
		(7.2)		(6.6)		(6.6)	
		10.2	4.2	7.7	5.5	9.0	4.1
		(3.9)		(6.1)		(9.1)	
		4.9	2.9	6.6	5.6	11.3	6.9
		(6.2)		(9.0)		(8.3)	
		7.1	5.2	7.0	11.0	8.2	8.3
		(7.0)		(9.7)		(9.2)	
		8.0	5.9	11.1	8.3	8.5	9
		(7.7)		(8.7)		(9.7)	
		8.2	7.2	10.2	7.2	12.5	6.9
		(10.0)		(14.5)		(15.1)	
		7.0	13.0	16.1	12.8	19.0	11.1
		(17.8)		(22.5)		(24.9)	
		10.6	25.0	24.8	20.1	25.0	24.7
		(35.5)		(36.7)		(29.5)	
		30.1	32.2	49.0	31.0	32.7	26.3
		(55.3)		(31.8)		(32.8)	
		58.5	52.0	32.6	31.0	27.2	38.4
		(41.8)		(50.4)		(58.4)	
		34.0	49.5	54.2	46.6	51.2	65.6
		(5.6)		(4.2)		(3.7)	
		6.1	5.1	4.6	3.7	3.3	4.0
		(4.3)		(5.6)		(5.4)	
		5.5	3.1	6.8	3.8	6.1	4.7
		(7.2)		(6.6)		(6.6)	
		10.2	4.2	7.7	5.5	9.0	4.1
		(3.9)		(6.1)		(9.1)	
		4.9	2.9	6.6	5.6	11.3	6.9
		(6.2)		(9.0)		(8.3)	
		7.1	5.2	7.0	11.0	8.2	8.3
		(7.0)		(9.7)		(9.2)	
		8.0	5.9	11.1	8.3	8.5	9
		(7.7)		(8.7)		(9.7)	
		8.2	7.2	10.2	7.2	12.5	6.9
		(10.0)		(14.5)		(15.1)	
		7.0	13.0	16.1	12.8	19.0	11.1
		(17.8)		(22.5)		(24.9)	
		10.6	25.0	24.8	20.1	25.0	24.7
		(35.5)		(36.7)		(29.5)	
		30.1	32.2	49.0	31.0	32.7	26.3
		(55.3)		(31.8)		(32.8)	
		58.5	52.0	32.6	31.0	27.2	38.4
		(41.8)		(50.4)		(58.4)	
		34.0	49.5	54.2	46.6	51.2	65.6
		(5.6)		(4.2)		(3.7)	
		6.1	5.1	4.6	3.7	3.3	4.0
		(4.3)		(5.6)		(5.4)	
		5.5	3.1	6.8	3.8	6.1	4.7
		(7.2)		(6.6)		(6.6)	
		10.2	4.2	7.7	5.5	9.0	4.1
		(3.9)		(6.1)		(9.1)	
		4.9	2.9	6.6	5.6	11.3	6.9
		(6.2)		(9.0)		(8.3)	
		7.1	5.2	7.0	11.0	8.2	8.3
		(7.0)		(9.7)		(9.2)	
		8.0	5.9	11.1	8.3	8.5	9
		(7.7)		(8.7)		(9.7)	
		8.2	7.2	10.2	7.2	12.5	6.9
		(10.0)		(14.5)		(15.1)	
		7.0	13.0	16.1	12.8	19.0	11.1
		(17.8)		(22.5)		(24.9)	
		10.6	25.0	24.8	20.1	25.0	24.7
		(35.5)		(36.7)		(29.5)	
		30.1	32.2	49.0	31.0	32.7	26.3
		(55.3)		(31.8)		(32.8)	
		58.5	52.0	32.6	31.0	27.2	38.4
		(41.8)		(50.4)		(58.4)	
		34.0	49.5	54.2	46.6	51.2	65.6
		(5.6)		(4.2)		(3.7)	
		6.1	5.1	4.6	3.7	3.3	4.0
		(4.3)		(5.6)		(5.4)	
		5.5	3.1	6.8	3.8	6.1	4.7
		(7.2)		(6.6)		(6.6)	
		10.2	4.2	7.7	5.5	9.0	4.1
		(3.9)		(6.1)		(9.1)	
		4.9	2.9	6.6	5.6	11.3	6.9
		(6.2)		(9.0)		(8.3)	
		7.1	5.2	7.0	11.0	8.2	8.3
		(7.0)		(9.7)		(9.2)	
		8.0	5.9	11.1	8.3	8.5	9
		(7.7)		(8.7)		(9.7)	
		8.2	7.2	10.2	7.2	12.5	6.9
		(10.0)		(14.5)		(15.1)	
		7.0	13.0	16.1	12.8	19.0	11.1
		(17.8)		(22.5)		(24.9)	
		10.6	25.0	24.8	20.1	25.0	24.7
		(35.5)		(36.7)		(29.5)	
		30.1	32.2	49.0	31.0	32.7	26.3
		(55.3)		(31.8)		(32.8)	
		58.5	52.0	32.6	31.0	27.2	38.4
		(41.8)		(50.4)		(58.4)	
		34.0	49.5	54.2	46.6	51.2	65.6
		(5.6)		(4.2)		(3.7)	
		6.1	5.1	4.6	3.7	3.3	4.0
		(4.3)		(5.6)		(5.4)	
		5.5	3.1	6.8	3.8	6.1	4.7
		(7.2)		(6.6)		(6.6)	
		10.2	4.2	7.7	5.5	9.0	4.1
		(3.9)		(6.1)		(9.1)	
		4.9	2.9	6.6	5.6	11.3	6.9
		(6.2)		(9.0)		(8.3)	
		7.1	5.2	7.0	11.0	8.2	8.3
		(7.0)		(9.7)		(9.2)	
		8.0	5.9	11.1	8.3	8.5	9
		(7.7)		(8.7)		(9.7)	
		8.2	7.2	10.2	7.2	12.5	6.9
		(10.0)		(14.5)		(15.1)	
		7.0	13.0	16.1	12.8	19.0	11.1
		(17.8)		(22.5)		(24.9)	
		10.6	25.0	24.8	20.1	25.0	24.7
		(35.5)		(36.7)		(29.5)	
		30.1	32.2	49.0	31.0	32.7	26.3
		(55.3)		(31.8)		(32.8)	
		58.5	52.0	32.6	31.0	27.2	38.4
		(41.8)		(50.4)		(58.4)	
		34.0	49.5	54.2	46.6	51.2	65.6
		(5.6)		(4.2)		(3.7)	
		6.1	5.1	4.6	3.7	3.3	4.0
		(4.3)		(5.6)		(5.4)	
		5.5	3.1	6.8	3.8	6.1	4.7
		(7.2)		(6.6)		(6.6)	
		10.2	4.2	7.7	5.5	9.0	4.1
		(3.9)		(6.1)		(9.1)	
		4.9	2.9	6.6	5.6	11.3	6.9
		(6.2)		(9.0)		(8.3)	
		7.1	5.2	7.0	11.0	8.2	8.3
		(7.0)		(9.7)		(9.2)	
		8.0	5.9	11.1	8.3	8.5	9
		(7.7)		(8.7)		(9.7)	
		8.2	7.2	10.2	7.2	12.5	6.9
		(10.0)		(14.5)		(15.1)	
		7.0	13.0	16.1	12.8	19.0	11.1
		(17.8)		(22.5)		(24.9)	
		10.6	25.0	24.8	20.1	25.0	24.7
		(35.5)		(36.7)		(29.5)	
		30.1	32.2	49.0	31.0	32.7	26.3
		(55.3)		(31.8)		(32.8)	
		58.5	52.0	32.6	31.0	27.2	38.4
		(41.8)		(50.4)		(58.4)	
		34.0	49.5	54.2	46.6	51.2	65.6
		(5.6)		(4.2)		(3.7)	
		6.1	5.1	4.6	3.7	3.3	4.0
		(4.3)		(5.6)		(5.4)	
		5.5	3.1	6.8	3.8	6.1	4.7
		(7.2)		(6.6)		(6.6)	
		10.2	4.2	7.7	5.5	9.0	4.1
		(3.9)		(6.1)		(9.1)	
		4.9	2.9	6.6	5.6	11.3	6.9
		(6.2)		(9.0)		(8.3)	
		7.1	5.2	7.0	11.0	8.2	8.3
		(7.0)		(9.7)		(9.2)	
		8.0	5.9	11.1	8.3	8.5	9
		(7.7)		(8.7)		(9.7)	
		8.2	7.2	10.2	7.2	12.5	6.9
		(10.0)		(14.5)		(15.1)	
		7.0	13.0	16.1	12.8	19.0	11.1
		(17.8)		(22.5)		(24.9)	
		10.6	25.0	24.8	20.1	25.0	24.7
		(35.5)		(36.7)		(29.5)	
		30.1	32.2	49.0	31.0	32.7	26.3
		(55.3)		(31.8)		(32.8)	
		58.5	52.0	32.6	31.0	27.2	38.4
		(41.8)		(50.4)		(58.4)	
		34.0	49.5	54.2	46.6	51.2	65.6
		(5.6)		(4.2)		(3.7)	
		6.1	5.1	4.6	3.7	3.3	4.0
		(4.3)		(5.6)		(5.4)	
		5.5	3.1	6.8	3.8	6.1	4.7
		(7.2)		(6.6)		(6.6)	
		10.2	4.2	7.7	5.5	9.0	4.1
		(3.9)		(6.1)		(9.1)	
		4.9	2.9	6.6	5.6	11.3	6.9
		(6.2)		(9.0)		(8.3)	
		7.1	5.2	7.0	11.0	8.2	8.3
		(7.0)		(9.7)		(9.2)	
		8.0	5.9	11.1	8.3	8.5	9
		(7.7)		(8.7)		(9.7)	
		8.2	7.2	10.2	7.2	12.5	6.9
		(10.0)		(14.5)		(15.1)	
		7.0	13.0	16.1	12.8	19.0	11.1
		(17.8)		(22.5)		(24.9)	
		10.6	25.0	24.8	20.1	25.0	24.7
		(35.5)		(36.7)		(29.5)	
		30.1	32.2	49.0	31.0	32.7	26.3
		(55.3)		(31.8)		(32.8)	
		58.5	52.0	32.6	31.0	27.2	38.4
		(41.8)		(50.4)		(58.4)	
		34.0	49.5	54.2	46.6	51.2	65.6
		(5.6)		(4.2)		(3.7)	
		6.1	5.1	4.6	3.7	3.3	4.0
		(4.3)		(5.6)		(5.4)	
		5.5	3.1	6.8	3.8	6.1	4.7
		(7.2)		(6.6)		(6.6)	
		10.2	4.2	7.7	5.5	9.0	4.1
		(3.9)		(6.1)		(9.1)	
		4.9	2.9	6.6	5.6	11.3	6.9
		(6.2)		(9.0)		(8.3)	
		7.1	5.2	7.0	11.0	8.2	8.3
		(7.0)		(9.7)		(9.2)	
		8.0	5.9	11.1	8.3	8.5	9
		(7.7)		(8.7)		(9.7)	
		8.2	7.2	10.2	7.2	12.5	6.9
		(10.0)		(14.5)		(15.1)	
		7.0	13.0	16.1	12.8	19.0	11.1
		(17.8)		(22.5)		(24.9)	
		10.6	25.0	24.8	20.1	25.0	24.7
		(35.5)		(36.7)		(29.5)	
		30.1	32.2	49.0	31.0	32.7	26.3
		(55.3)		(31.8)		(32.8)	
		58.5	52.0	32.6	31.0	27.2	38.4
		(41.8)		(50.4)		(58.4)	

(2) 準深の分布と地下水かん養量

図-3・7の地下水位等高線図および図-3・8, 3・9の流線図に基づいて式(3・7)を適用し, 各格子節点における準深 H を計算した結果が図-3・10である。ただし, P —一定と仮定する。同図表の H は降雨の地下浸透量(地下水かん養量) P に比例する形で表わされるので, 準深の大小の相対的な分布を示すことになる。また適当な地点の $H_a (= h_a)$ を求めれば, すべての地点の H を計算することができ, 同時に地下水かん養量 P を算定することもできる。ただし, 前述したようにこの場合は対象全域で一様な(一定の)地下水かん養を考えている。

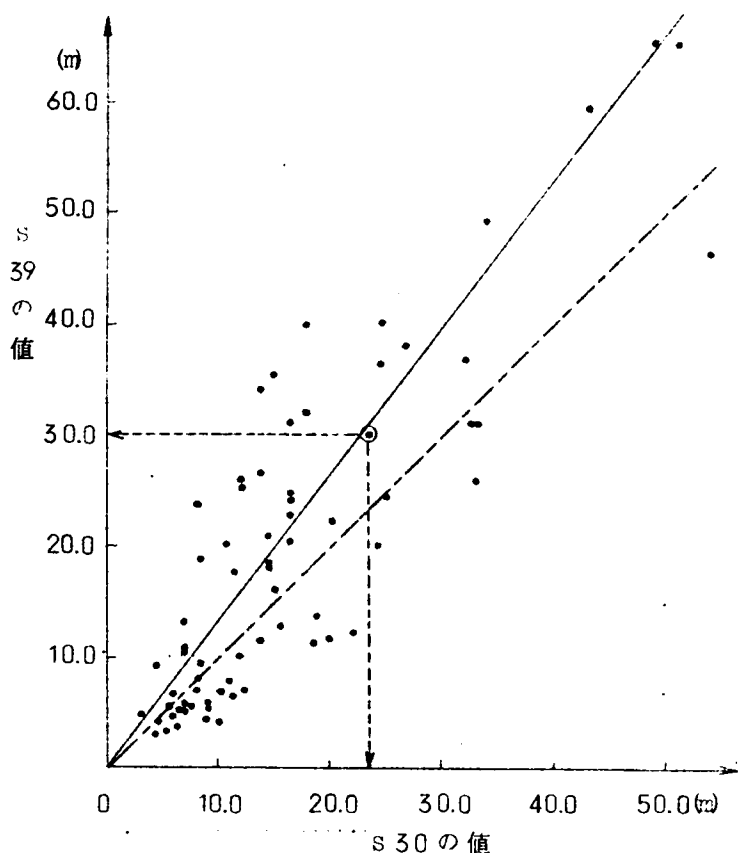


図-3・11 準深の値の分布

図-3・11は昭和30年4月, 昭和39年10月のそれぞれの地下水位分布から求めた格子節点の準深の値の相関係係を示したものである。

縦軸にはS39.10月の水位分布より計算される H を横軸にはS30.4月の水位分布より計算される H を示している。

たとえば同図で破線で示しているものについてはS30.4月では23m, S39.10月では30mという計算値を得ていることを示している。

以上の一連の結果よりつぎのような点を明らかにすることができる。

(1) 透水性は比較的一様で地域により漸变的である。準深の値は上流側より下流側に向つて次第に大きくなっている。

(2) ボーリングデータによれば●地点の h は約30mと推定され, この値を用いると降雨による地下水かん養量は年間約600mmと算定される。これは全降雨量の約 $1/3$ である。

(3) 季節によつて地下水位が変化し、地下水位が高くなれば一般に準深の値も大きくなる。

(図-3・11参照)しかし、地下水流の方向が変れば地盤の異方性の影響で常に大きな値となるとは限らない。

(4) 地下水位が上昇しているにもかかわらず、準深の値が減少しているような地点では4月と10月とで地下水流の方向が変つている場合が多く、地盤の透水性の異方性に起因するものと推定される。

3・4 定常地下水流としての解析

地下水開発と周辺の地下水位低下を切り離して考えることはできない。一定の地下水揚水量を得るためには一定の地下水位勾配を生ぜしめるための水位低下が必要であり、またこの問題を解くことが合理的な地下水開発計画を可能にする。

本節ではこの地下水開発量とそれに伴う地下水位低下量の関係を定常地下水流として解析する方法について述べる。井戸揚水の平衡理論に相当するものである。

3・4・1 基礎式の誘導

平面的な地下水流が Darcy の法則に従うと考えると運動方程式はつぎの式 (3・9) で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} q_x &= -k_a \cdot \frac{\partial f}{\partial x} \cdot H & (\text{または, } -k \frac{\partial f}{\partial x} h) \\ q_y &= -k_a \cdot \frac{\partial f}{\partial y} \cdot H & (\text{または, } -k \frac{\partial f}{\partial y} h) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3 \cdot 9)$$

また連続の方程式として式 (3・10) が成立する。

$$\beta \frac{\partial f}{\partial t} = - \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) + \Delta P \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 10)$$

ここに、 f : 地下水位、 q_x 、 q_y : それぞれ x 、 y 方向の単位時間、単位巾あたりの地下水流、 β : 有効空けき率 (または貯留係数)、 h : 透水層厚さ、 k : 透水係数、 k_a : 基点 A の透水係数、 H : 式 (3・4) で定義する準深、 ΔP : 地下水かん養量の増分である。透水層厚さ h を式 (3・9) に用いる場合には ΔP は単位時間、単位面積あたりの地下水かん養量であるが、準深 H を用いる場合には同地下水かん養量の増分となる。すなわち地下水位が低下 (または上昇) したことによつて地下水かん養量がどれだけ増大 (または減少) するかによつて決る。なぜなら式 (3・4) の

定義より準深Hには、地下水位変動前に存在する地下水かん養量はすでに抱合されているからである。したがって地下水位低下が生じない地点では $\Delta P = 0$ となる。

いま定常地下水流を考えると式(3・10)の左辺=0であり、したがって式(3・9), (3・10)からqを消去すると式(3・11)を得る。

$$H \left(\frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} \right) + \left(\frac{\partial H}{\partial x} \frac{\partial f}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial y} \frac{\partial f}{\partial y} \right) + \left(\frac{\Delta P}{k_a} \right) = 0 \quad (3 \cdot 11)$$

式(3・11)の偏微分式を差分表示にすれば図-3・12のような $(\Delta l_m^{n+1}, \Delta l_m^{n-1}, \Delta l_{m+1}^n, \Delta l_{m-1}^n)$ の格子に対して式(3・12)が成立する。

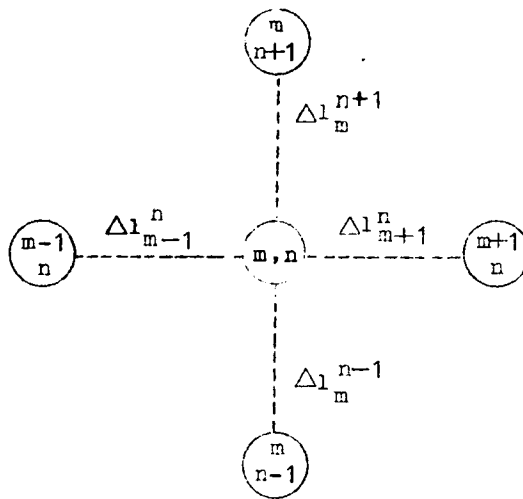


図-3・12 格 区分の長さ

$$F_m^n = \frac{A}{B} \quad (3 \cdot 12)$$

$$\begin{aligned} A = & (\Delta l_m^{n+1} + \Delta l_m^{n-1}) \left\{ F_{m+1}^n (H_{m+1}^n + H_m^n) / \Delta l_{m+1}^n + F_{m-1}^n (H_{m-1}^n + H_m^n) / \Delta l_{m-1}^n \right\} \\ & + (\Delta l_{m+1}^n + \Delta l_{m-1}^n) \left\{ F_m^{n+1} (H_m^{n+1} + H_m^n) / \Delta l_m^{n+1} + F_m^{n-1} (H_m^{n-1} + H_m^n) / \Delta l_m^{n-1} \right\} \\ & + \Delta P (\Delta l_{m+1}^n + \Delta l_{m-1}^n) (\Delta l_m^{n+1} + \Delta l_m^{n-1}) \\ B = & (\Delta l_m^{n+1} + \Delta l_m^{n-1}) \left\{ (H_{m+1}^n + H_m^n) / \Delta l_{m+1}^n + (H_{m-1}^n + H_m^n) / \Delta l_{m-1}^n \right\} \\ & + (\Delta l_{m+1}^n + \Delta l_{m-1}^n) \left\{ (H_m^{n+1} + H_m^n) / \Delta l_m^{n+1} + (H_m^{n-1} + H_m^n) / \Delta l_m^{n-1} \right\} \end{aligned}$$

いま、 $\Delta 1$ = 一定の正方形格子区分に対して $\Delta P = 0$ の場合には式 (3・12) は簡単に式 (3・13) で表示される。

$$F_m^n = \frac{\sum_{j=1}^4 F_j (H_j + H_m^n)}{\sum_{j=1}^4 H_j + 4 H_m^n} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 13)$$

ここに、 $\sum F_j$ 、 $\sum H_j$ などの意味は (m, n) を囲む $(m \pm 1, n \pm 1)$ の 4 格子節点の各値の和をあらわしている。

式 (3・13) において地下水位変化量を ΔF 、準深の変化量を $\Delta H (= \alpha \Delta F)$ とすると式 (3・13) より式 (3・14) が成立する。

$$(F_o - \Delta F_o) = \frac{\sum (F_j - \Delta F_j) \cdot (H_j + H_m^n - \Delta H_j - \Delta H_m^n)}{\sum (H_j - \Delta H_j) + 4 (H_m^n - \Delta H_m^n)} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 14)$$

または

$$= \frac{\sum (F_j - \Delta F_j) (H_j + H_m^n - \Delta F_j - \alpha \Delta F_m^n)}{\sum (H_j - \alpha \Delta F_j) + 4 (H_m^n - \alpha \Delta F_m^n)}$$

ここに、 α : 準深の変化量と地下水位の変化量の比であり、第 2 章第 3 節に述べている。

いま、 $\alpha = 0$ すなわち地下水位変化による準深の変化がないと仮定すれば式 (3・14) は式 (3・15) となる。

$$\Delta F_m^n = \frac{\sum \Delta F_j (H_j + H_m^n)}{\sum (H_j + H_m^n)} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 15)$$

すなわち、 (m, n) 点における水位変化の各 j 点への影響量は近似的に $(H_j + H_m^n)$ の値に比例する。また、 $H = \text{const}$ の場合には簡単に、

$$\Delta F_m^n = \sum \Delta F_j / 4 \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 16)$$

となる。

3・4・2 解析順序

具体的にはつぎのような順序で作業をすすめる。

- (1) 対象としている地域 (広域地下水の分布地域) の地下水位を測定し、それにもとづいて地下水位等高線図を作成する。
- (2) 地下水位等高線図上に地下水流線を描く。流線は地下水位等高線とほぼ直交するように配慮

し、最初は流線の間かくを粗く、次第に細くする。

- (3) 式 (3・4) で準深の定義および 3・2・2 準深の算定方法に基づき、準 2 次元地下水流の場合の準深 H を求める。
- (4) 手順(2)で描いた流線が集中している地点で、手順(3)で求めた準深の値が妥当であるかどうかを考察し、もし大きく散らばっているような場合、あるいはボーリングや揚水試験の結果が得られている地点で準深が明らかに不合理な値を示す場合などは、手順(2)の流線の位置を補正する必要がある。このような不合理の発生の多くは透水性の異方性に起因すると考えられる。
- (5) 流線の位置を補正した後改めて準深の値を決定する。手順(3)で問題がなかった場合には手順(4)、(5)を省略して、手順(6)にすすむ。
- (6) 対象地域全体を格子区分し、各格子節点における地下水位ならびに準深の値を求める。
- (7) 地下水位の境界条件 (揚水などによる) を設定し、式 (3・13) または式 (3・15) , (3・16) を各節点に対してくり返し用い (Gauss - Seidel Method) 最終的な地下水位変化量を求める。

電子計算機を使用して計算する場合のフローチャートを図 - 3・13 に示す。

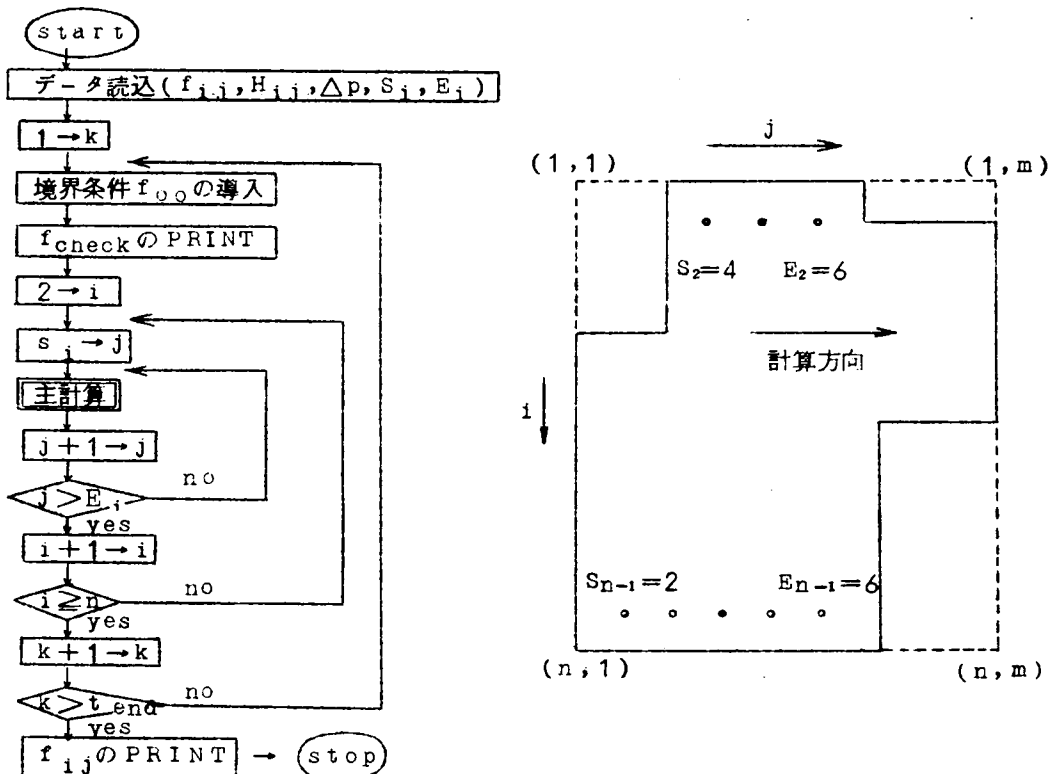


図 - 3・13 地下水位低下量算定用のフローチャートの例

3・4・3 境界条件の設定方法

(1) 不透水性の境界条件の設定

- a) 図-3・14に示すように不透水性の境界においては、不透水性の境界線に対して (m, n+1) と対象な仮想の (m, n-1) を考える。

このときには式 (3・12) は式 (3・17) となる。

$$F_m^n = \frac{A'}{B} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 17)$$

$$A = \Delta l_1 \left\{ F_{m+1}^n (H_{m+1}^n + H_m^n) / \Delta l_3 + F_{m-1}^n (H_{m-1}^n + H_m^n) / \Delta l_2 \right\} \\ + 2 (\Delta l_2 + \Delta l_3) \left\{ F_m^{n+1} (H_m^{n+1} + H_m^n) / \Delta l_1 \right\}$$

$$B = \Delta l_1 \left\{ (H_{m+1}^n + H_m^n) / \Delta l_3 + (H_{m-1}^n + H_m^n) / \Delta l_2 \right\} \\ + 2 (\Delta l_2 + \Delta l_3) \left\{ (H_m^{n+1} + H_m^n) / \Delta l_1 \right\}$$

また、 $H = \text{const}$, $\Delta l = \text{const}$ の場合には、

$$F_m^n = \frac{F_{m+1}^n + F_{m-1}^n + 4 F_m^{n+1}}{6} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 18)$$

となる。

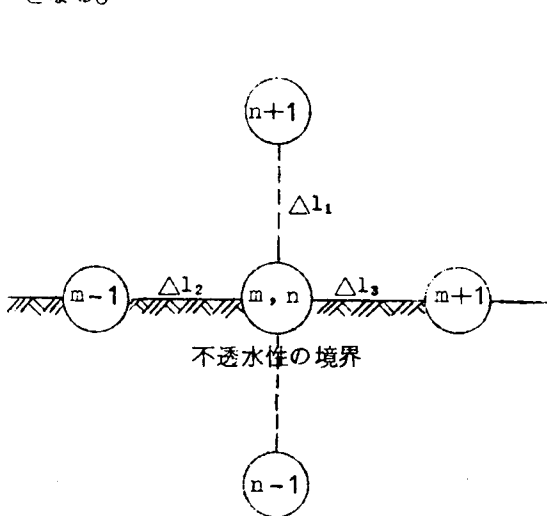


図-3・14

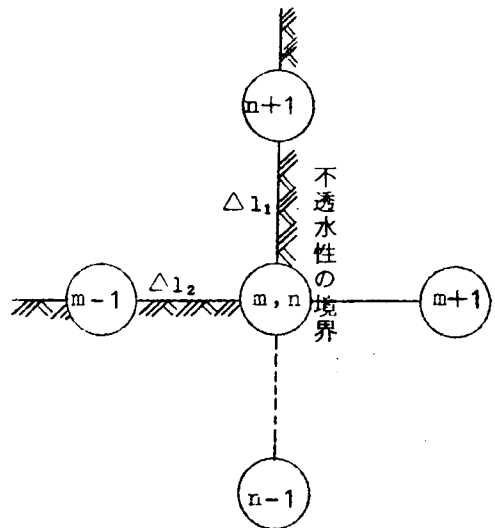


図-3・15

b) 図-3・15に示すように、不透水性の境界によつて方向が囲まれているような場合にはa)の場合に準じて、不透水性の境界に対して $(m, n+1)$ と対象な仮想の $(m, n-1)$ を、 $(m-1, n)$ と対象な仮想の $(m+1, n)$ を考えることによつて関係式は式(3・19)となる。

$$F_m^n = \frac{A}{B} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 19)$$

$$A = \Delta l_1 \cdot \left\{ F_{m-1}^n (H_{m-1}^n + H_m^n) / \Delta l_2 \right\} \\ + \Delta l_2 \cdot \left\{ F_m^{n+1} (H_m^{n+1} + H_m^n) / \Delta l_1 \right\}$$

$$B = \Delta l_1 (H_{m-1}^n + H_m^n) / \Delta l_2 + \Delta l_2 (H_m^{n+1} + H_m^n) / \Delta l_1$$

また、 $H = \text{const}$, $\Delta l = \text{const}$ の場合には、

$$F_m^n = \frac{F_{m-1}^n + F_m^{n+1}}{2} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 20)$$

(2) 地下水かん養の条件

かん養地点の水位 F_R が与えられる場合と、限界かん養量 q_R が与えられる場合とがある。前者についてはその値を境界値として入れればよいので問題ない。後者については Darcy の法則から、

$$q_R = k_a (H_R + H_{R-1}) \cdot (F_R - F_{R-1}) / 2 \Delta l_R$$

または

$$F_R - F_{R-1} = \frac{2 q_R \Delta l_R}{k_a (H_R + H_{R-1})} \quad \dots\dots (3 \cdot 21)$$

が成立しなければならない。(図-3・25参照)

詳しくは3・5・3で述べる。

(3) 地下水揚水の条件の設定

地下水開発(揚水)による水位低下の解析にあつては、a)揚水地点の地下水位(揚水位)が規定される場合とb)揚水量が規定される場合とがある。a)に対しては、揚水地点に相当する格子節点0の水位を規定の F_0 におき、上記の数値計算を行なえばよい。その場合の揚水量の算定については次節で述べる。また(b)の揚水量 Q_0 が規定される場合には、水位低下量と揚水量は近似的に比例するところから前者(a)の場合についてあらかじめ計算しておき、式(3・22)の Q_0 。

が規定の地下水揚水量になるよう比例関係から地下水位低下量 ΔF_j を求めることができる。

(本章第3節参照)

$$Q_p = k_a \sum_{j=1}^4 (\Delta F_m^n - \Delta F_j) (H_m^n + H_j) / 2 \quad \cdots \cdots (3 \cdot 22)$$

ただしこの場合、揚水地点の面積(井戸揚水理論における井戸の径に相当する)については不明であるが、いま正方形格子区分に対し一辺の長さを Δl とすると水位の条件を与える当該節点を中心として $(0.2 \Delta l)$ を半径とする円が揚水面積に相当する(図-3・16参照)。この実証は3・4・4、3・4・5において行なう。

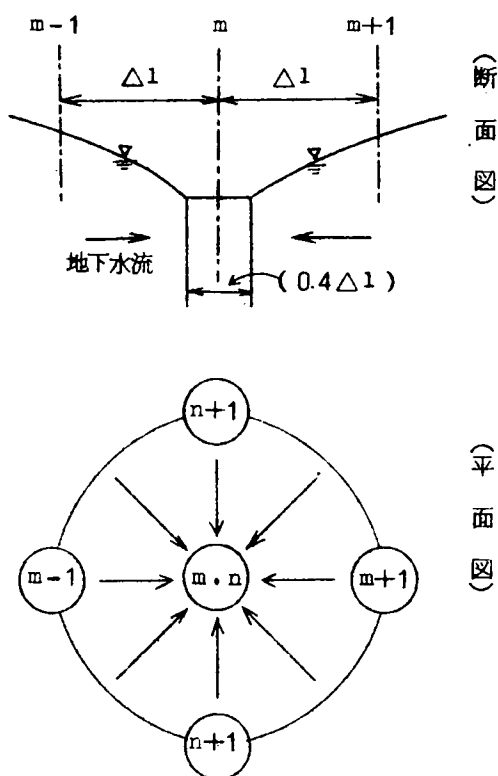


図-3・16 地下水揚水地点の面積と格子区分長との関係

3・4・4 モデルの解析と考察¹⁹⁾

(1) 計算条件と結果

微分方程式によつて得られる解(井戸揚水の平衡式)と差分式(3・15)による数値解とを対比させて結果の精度、解釈のしかたなどを考察するために、微分方程式の解が求めうるよう

な理想化された境界条件のもとで検討する。すなわち、透水性がすべて一様（ k ＝一定， H ＝一定）円形地下水かん養源（影響圏半径＝ R ）の中心で揚水を行なうモデルを考え、その揚水半径（井戸の半径に相当する）を r_0 とする。また、地下水位変動によつて準深の値は変化しないものとする。

以上の諸条件を式（3・15）に代入すると、

$$F_m^n = \frac{1}{4} (F_{m+1}^n + F_{m-1}^n + F_m^{n+1} + F_m^{n-1}) \quad \cdots \cdots (3 \cdot 16)$$

となる。

いま、図-3・17(a)～(f)に示すように円領域をそれぞれ12個、24個、52個、72個、104個、164個の正方形に格子区分し（対称であるから円の4分の1のみを図示している）、円領域の中心の節点の水位変化量を単位（1.0）、影響圏 R 上での水位変化を（0.0）の条件で式（3・16）を用い Gauss-Seidel 法により数値計算を実施した。その結果、各格子節点における水位低下量 s は同図に示している値となる。たとえば、図-3・17(f)においては、 $R=7\Delta l$ であり、中心節点よりの距離 $r=\Delta l$ では地下水位変化量 $s=0.56$ 、 $r=2\Delta l$ では $s=0.36$ 、 $r=3\Delta l$ では $s=0.24$ 以下同様である。

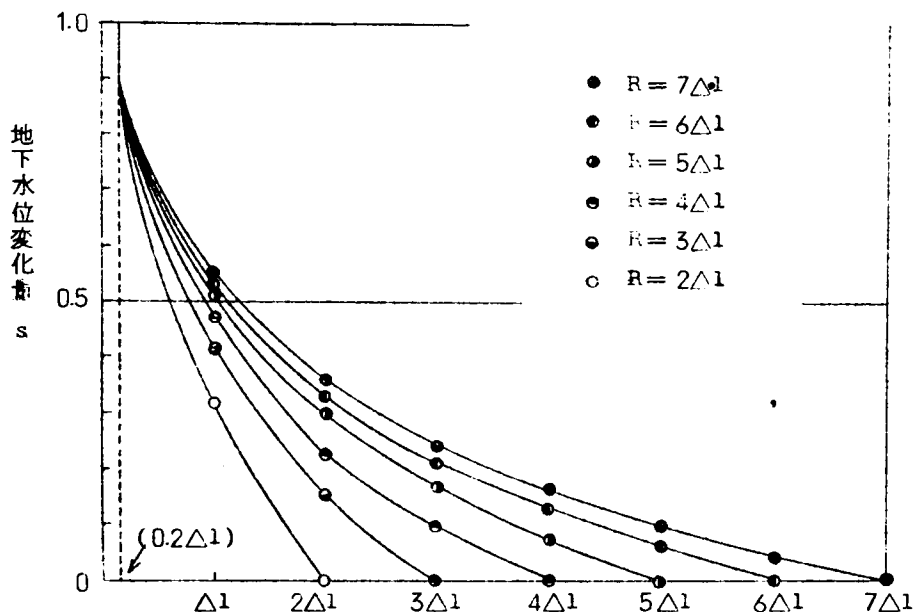


図-3・18 地下水揚水による地下水位変化量

この r と s の関係を普通目盛に図示したものが図-3・18である。

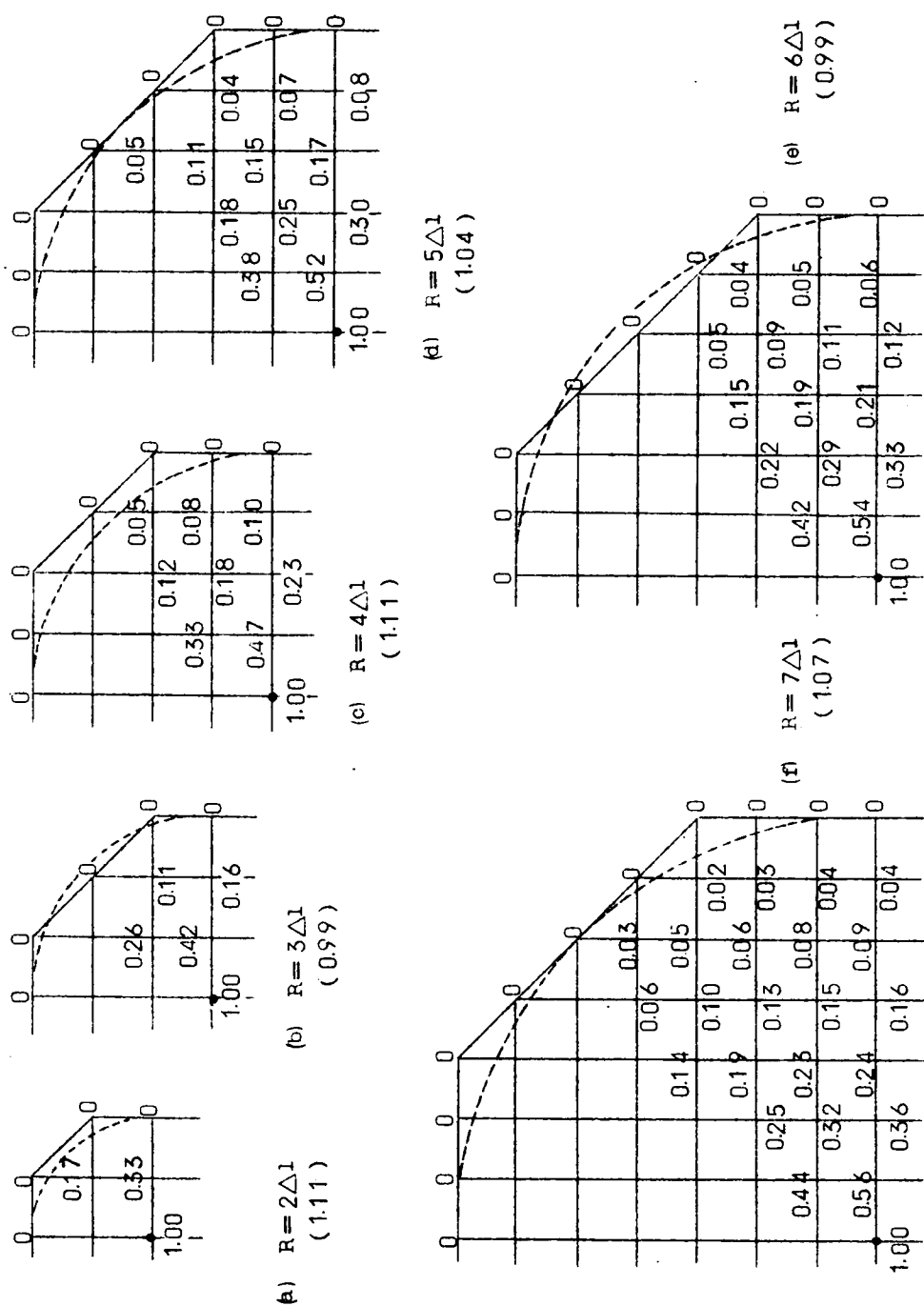


図-3・17 格子区分と地下水位変化量の計算結果 () 内は面積比

(2) 結果の解釈

差分式を用いた計算において円領域の中心点で単位の水位変化量 $s_0 = 1.0$ を境界条件として与えているが、それに対応する揚水面積は不明である。もちろん、この $s_0 = 1.0$ に対応する揚水面積（半径 r_0 ）は有限でなければならない。なぜなら、いま $r_0 = 0$ であるとすれば s_0 が有限（ $= 1.0$ ）であるかぎり揚水量 $Q_0 = 0$ でなければならず、また有限揚水量（ $Q_0 > 0$ ）である限り、 $s_0 = \infty$ となつていずれも不合理であるからである。そこで揚水の中心点よりの距離 r とその点の地下水位変化量 s との関係を片対数紙上にプロットしたものが図 - 3・19 である。

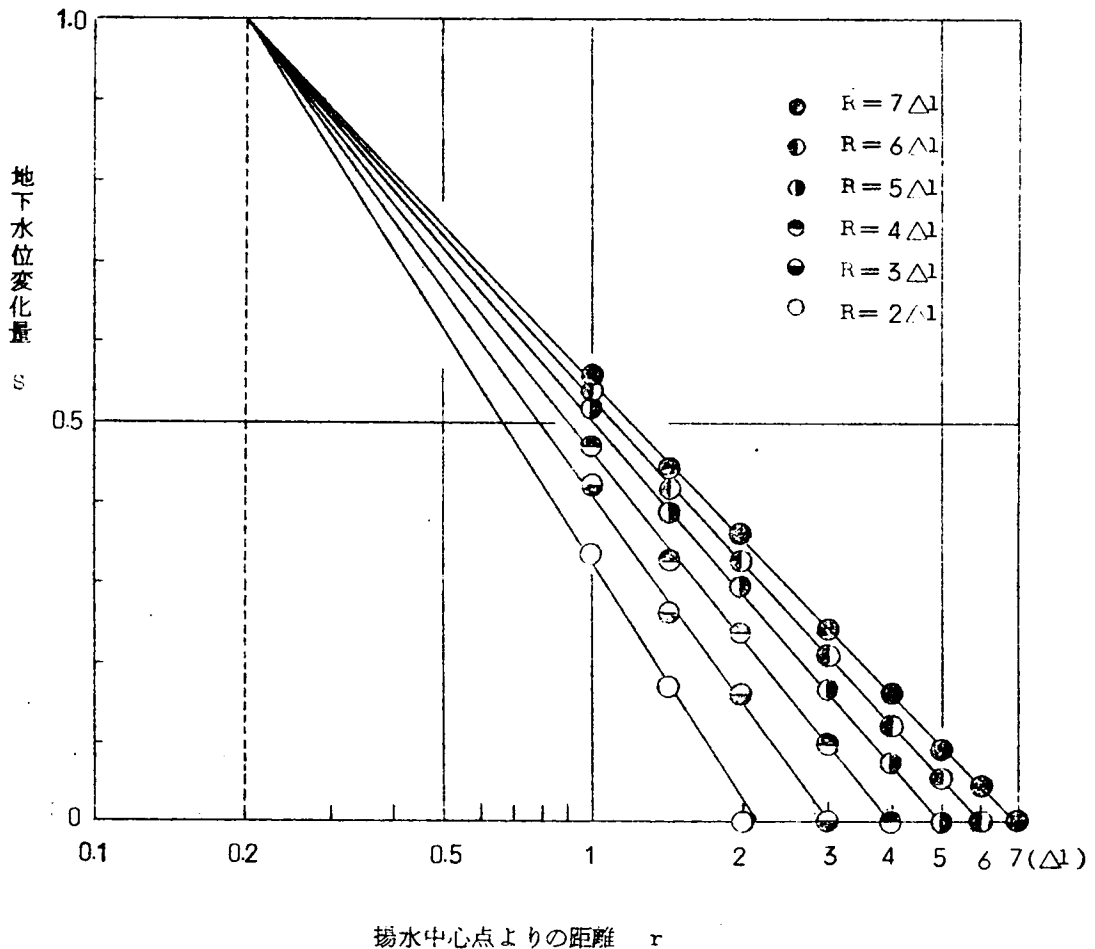


図 - 3・19 揚水面積の検討のための図

- 1) 同図から $r \sim s$ の関係は片対数紙上で直線で表わされ、したがつて $\log r$ と s は式 (3・23) のように1次関数で結びつくことがわかる。

$$s = c_1 \log r + c_2 \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 23)$$

ここに c_1 , c_2 は定数である。

以上の結果は周知の井戸揚水の平衡式 (3・24)

$$s = \frac{2.30 Q_0}{2 \pi k_a H} \log \frac{R}{r} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 24)$$

と対比させて考えると定数 c_1 , c_2 は式 (3・25) のように表わされる。

$$c_1 = - \frac{2.30 Q_0}{2 \pi k_a H}, \quad c_2 = \frac{2.30 Q_0}{2 \pi k_a H} \log R \quad (3 \cdot 25)$$

すなわち、その意味するところは「差分式による数値解が十分満足な結果であり、また比較的差分のとり方が粗い場合 ($R=2\Delta 1$, $3\Delta 1$ など) においても、図 - 3・19において直線上によくプロットされるところから精度の高いものである」ことを実証している。

2) 図 - 3・19における各直線が $s_0=1.0$ となる r_0 の値をみると、いずれも近似的に $r_0 \approx 0.2\Delta 1$ であることに注目すべきである。その意味するところはつぎのようである。

「定常地下水流の差分計算において、正方形格子区分 (一辺の長さ: $\Delta 1$) の1節点で境界条件としての一定地下水位を与えることは、その節点を中心とする半径 ($0.2\Delta 1$) の円領域の水位を揚水位に保持したことになる。」換言すれば、($0.2\Delta 1$) を半径とする円領域で一様な地下水位低下を生ぜしめた場合に相当し、井戸理論における井戸の面積に対応する。いま、透水性が一様でない場合にも上述の関係が近似的に成立すると考えると地下水揚水量の算定式は式 (3・26) となる。

$$Q_0 = 2 \pi k_a \cdot \frac{1}{4} \sum_{j=1}^4 (F_j - F_0) \cdot \frac{(H_j + H_0)}{2} \log e \frac{\Delta 1}{(0.2\Delta 1)} \\ \div \frac{k_a}{2} \sum_{j=1}^4 (F_j - F_0) (H_j + H_0) \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 26)$$

とくに、 $H = \text{const}$ の場合には、 $(F_j - F_0) = \text{const} = \Delta F_0$ となつて、

$$Q_0 \div 4 k_a H \Delta F_0 \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 27)$$

ここに、 Q : 地下水揚水量、添字0 : 揚水地点に対応する格子節点、添字1~4 : 揚水節点を取り囲む4格子節点をあらわす。

3) 正方形の影響圏内での揚水

つぎに影響圏が円でなく正方形である場合について、全く同様に、その中心で地下水揚水を行なう場合を考える。

図 - 3・20(a)は正方形地域のモデルを16個の小正方形に格子区分し、正方形地域の外周の水位変化を0.0, 中心節点の水位変化量の境界値を単位1.0に保つたときの各節点での水位変化量を示している。また、全く同様に図 - 3・20(b)は全体を36個の正方形格子に、

(c)は64個、(d)は100個、(e)は144個の正方形格子にそれぞれ区分した場合である。各節点には地下水位変化量の計算値を示している。ただし、上下、左右対称であるからそれぞれ、全体の1/4のみを図示している。

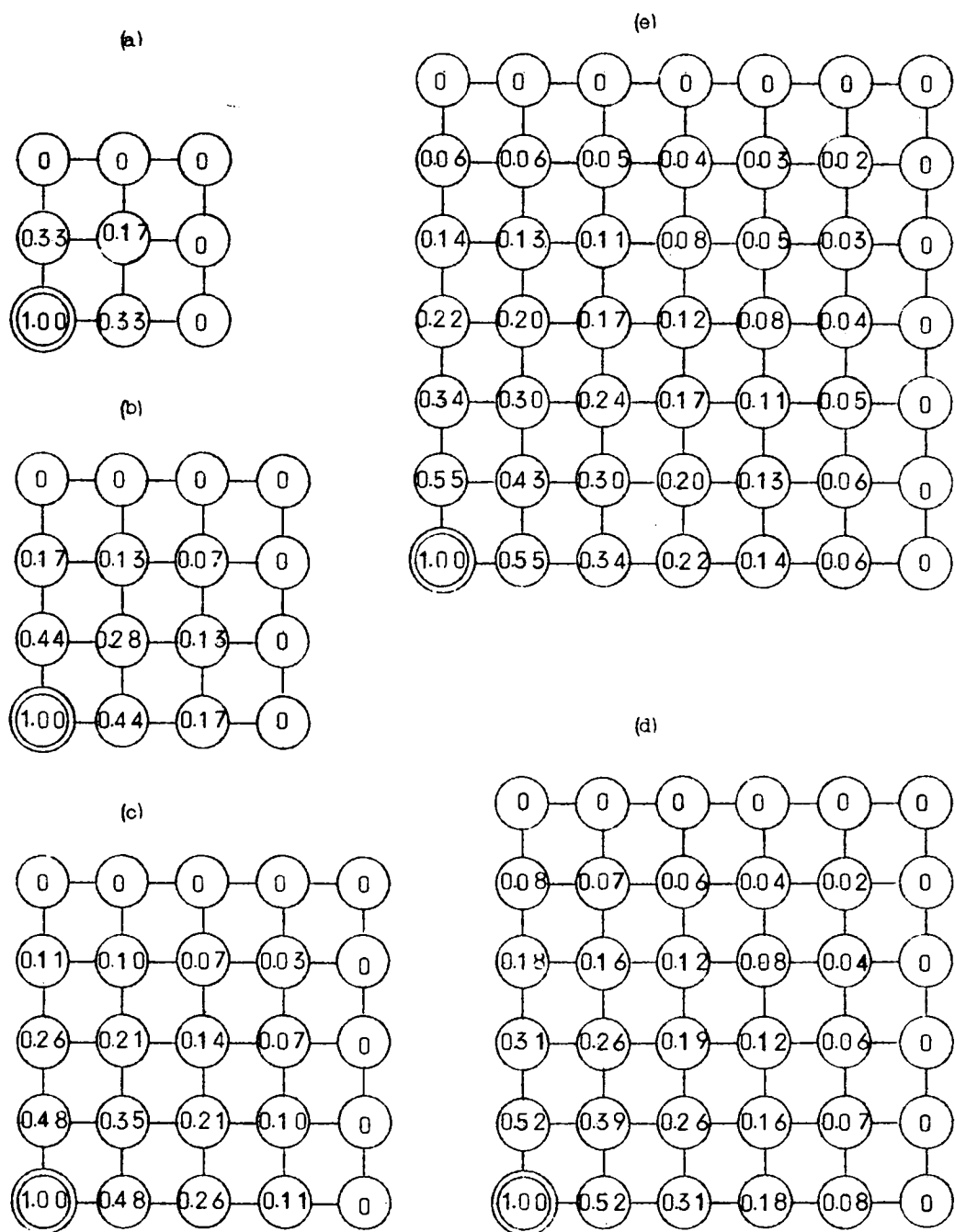


図 - 3・20 正方形領域内での地下水位変化量の計算結果

これらの結果にもとづいて、揚水地点の中心からの距離 r とその地点の水位をプロットして描いた地下水位形が図 - 3・21 である。ただし、揚水地点（格子中心）の揚水位は単位（1.0）である。

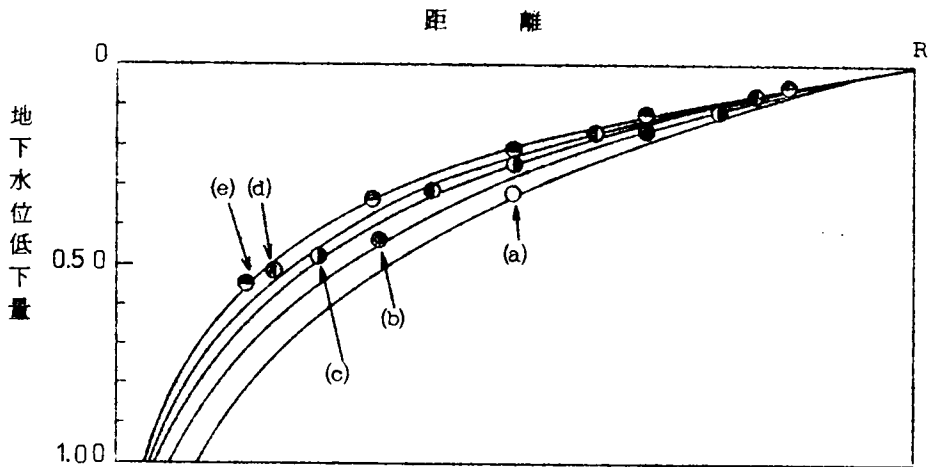


図 - 3・21 正方形かん養源の中心での揚水による地下水位低下

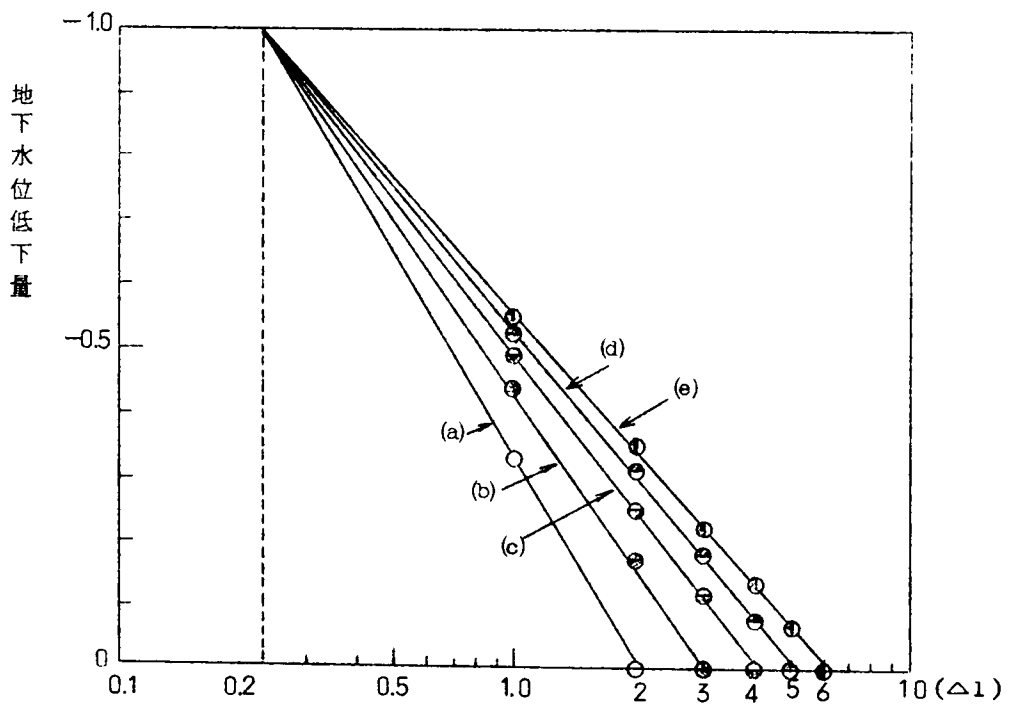


図 - 3・22 正方形かん養源の中心での揚水による水位低下
(格子-辺の長さを単位1とする)

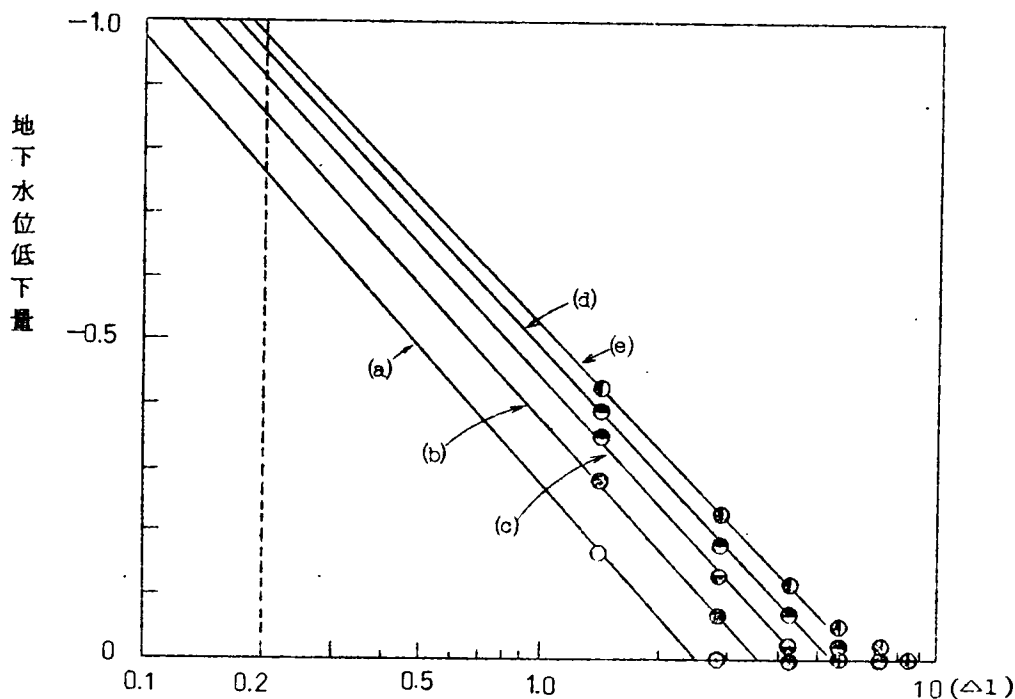


図-3・23 対角線上の水位変化
(格子一辺の長さを単位1とする)

図-3・22, 図-3・23はこれらの値を半対数紙にプロットしたものである。とくに, 図-3・22は格子の辺の方向に存在する各節点の水位であり, 図-3・23は正方形格子の対角線方向にとつた水位である。両者の各水位は半対数紙上でほぼ直線となる。

さて, 図-3・22のように格子の辺の方向に距離をとつて地下水位変化量との関係を示すと, 円かん養源の図-3・19の場合と極めて近い結果となる。すなわち, $s=1.0$ に対応する r_0 はほぼ $(0.2\Delta 1)$ 付近に集中していることがわかる。その意味するところは, 透水性の一樣な正方形のかん養源の中心で揚水を行なう場合に井戸の平衡理論を適用してもよく, その場合の影響圏半径としては影響圏までの最短距離をとらねばならないことを示している。これらの結果は Muskat も指適しているように影響圏が必ずしも完全な円でなくとも, 近似的に井戸理論を応用してもよいことを示している。

一方, 図-3・23については, $s=1.0$ に対応する r_0 の値はいずれも $(0.2\Delta 1)$ より小さくなる。これは, 図-3・19と比較してみると, 対象としている正方形の対角線上のかん養源までの距離を R にとつて井戸の平衡理論を用いて計算すれば, その計算値は過大評価となることを意

味している。

しかし、(a)→(e)のように細区分にすればするほど $r_0 = (0.2 \Delta l)$ に近づくこともわかる。

3・4・5 揚水面積の理論的考察

差分式を用いて地下水揚水量、地下水位変動量を算定する場合、対象領域を正方形格子（一辺の長さ Δl ）に区分し、そのうちの1節点を揚水地点としてこれに水位変化の条件を与えることは、この節点を中心とする半径 $(0.2 \Delta l)$ の円が揚水面積に相当することを実際の計算結果から実証した。いま、このような結果となる理論的根拠をつぎのように理解することができる。

前出の図-3・16に示すような、揚水地点に相当する格子節点0を囲む4格子節点1～4内の領域について地下水収支に関する差分式と微分式の両表示を比較する。

a. 差分式による表示

透水性が一様の場合、揚水節点0に集る地下水流量は前出の式（3・27）である。

$$Q_0 = 4 k_a \Delta F_0 H \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 27)$$

b. 微分式による表示

$$Q = \frac{2 \pi k_a H \Delta f}{1.0 g_\theta (\Delta l / r_0)} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 28)$$

ここに、 r_0 ：揚水地点を円としたときの半径である。

式（3・27）、（3・28）の $\Delta F = \Delta f$ 、 Q を等しいとおき消去すると、

$$1.0 g_\theta \left(\frac{\Delta l}{r_0} \right) = \frac{\pi}{2}$$

となり、よつて式（3・29）が成立する。

$$\frac{r_0}{\Delta l} = \pi / 2 \div 0.2 \quad \text{または} \quad r_0 = 0.2 \Delta l \quad \dots\dots (3 \cdot 29)$$

以上の考察によつて「揚水面積が格子区分の一辺 Δl の約5分の1を半径とする円である」ことを理解することができる。

3・5 非定常地下水流としての解析

地下水開発などによる地下水位低下の影響は長時間に亘つて生じ、かつ広範囲に及ぶため、単時間の揚水試験などで得られた揚水量が、必ずしも地下水開発量として妥当な値とは限らず、数ヶ月後あるいは数年後に水位の異常な低下や地下水の枯渇などの支障が現われることも決してめずらしくない。したがつて3・4において述べた定常地下水流としての解析を行ない、最終的な地下水位

の分布状態を知つた上で時間とともにどのような水位変動を経過してゆくかを推定することが望しい。こうした点から、本節では、地下水開発による地下水位の時間的な変動など非定常地下水流の問題を取扱っている。井戸理論における非平衡理論に相当するものである。

3・5・1 基礎式の誘導

前出の運動の方程式 (3・9)、連続の方程式 (3・10) から、式 (3・30) の地下水位の非定常変動の関係式が得られる。

$$H \left(\frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} \right) + \left(\frac{\partial f}{\partial x} \cdot \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial f}{\partial y} \cdot \frac{\partial H}{\partial y} \right) + \frac{\beta}{k_a} \left(\frac{\partial f}{\partial t} \right) + \frac{\Delta P}{k_a} = 0 \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 30)$$

式 (3・30) を差分式で近似すれば式 (3・31) を得る。

$$\begin{aligned} F_m^n(t+\Delta t) - F_m^n(t) = & \left(\frac{k_a}{\beta} \right) \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} \left\{ (F_{m+1}^n - 2F_m^n + F_{m-1}^n) H_m^n + \frac{1}{4} (F_{m+1}^n - F_{m-1}^n) (H_{m+1}^n - H_{m-1}^n) \right\} \\ & + \left(\frac{k_a}{\beta} \right) \frac{\Delta t}{(\Delta y)^2} \left\{ (F_m^{n+1} - 2F_m^n + F_m^{n-1}) H_m^n + \frac{1}{4} (F_m^{n+1} - F_m^{n-1}) (H_m^{n+1} - H_m^{n-1}) \right\} + \frac{\Delta P}{\beta} \Delta t \\ & \dots\dots\dots (3 \cdot 31) \end{aligned}$$

ここに、添字については、たとえば F_m^n は $(x, y) = (m, n)$ の点の地下水位の値を意味し、図 - 3・24 に示す短形格子区分の各節点に対応する。とくに、 $\Delta x = \Delta y = \Delta l$ の正方形格子区分の場合には式 (3・32) で表わされる。

$$\begin{aligned} F_m^n(t+\Delta t) = & F_m^n + A H_m^n (F_{m+1}^n + F_{m-1}^n + F_m^{n+1} + F_m^{n-1} - 4F_m^n) \\ & + \frac{A}{4} \left\{ (F_{m+1}^n - F_{m-1}^n) (H_{m+1}^n - H_{m-1}^n) + (F_m^{n+1} - F_m^{n-1}) (H_m^{n+1} - H_m^{n-1}) \right\} + \frac{\Delta P}{\beta} \Delta t \\ & \dots\dots\dots (3 \cdot 32) \end{aligned}$$

ここに、 $A = \frac{k_a \Delta t}{\beta (\Delta l)^2}$ である。

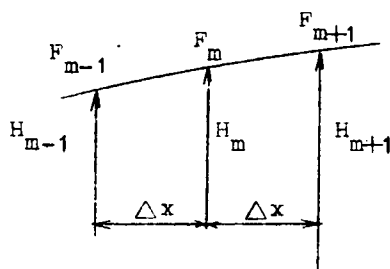
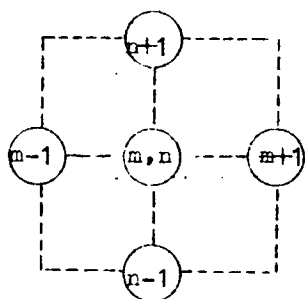


図 - 3・24 格子区分

3・5・2 差分のとり方

式(3・32)を用いて数値計算を行なう場合に、誤差の累積によつて解が発散、または振動しないための条件、すなわち Δt 、 Δx が満足すべき関係を第2章第4節に準じて求めると式(3・33)となる。

$$|A \cdot H| \leq 1 \quad \text{または} \quad \frac{\beta (\Delta x)^2}{k_a H} \geq \Delta t \geq -\frac{\beta (\Delta x)^2}{k_a H} \quad \cdots \cdots (3 \cdot 33)$$

ただし、式(3・33)は H が一定、かつ高次の微分項 $\partial^2 q / \partial x^2$ 、 $\partial^2 q / \partial y^2$ 、 $\partial^2 q / \partial t^2$ などが無視できる場合の関係式であり、 Δt 、 Δx の値を決定する場合の一応の目安とする。なお、高次の微分項が無視できないような場合には式(3・34)をとるのが望ましい。²⁴⁾

$$|A \cdot H| = \frac{1}{6} \quad \text{または} \quad \Delta t = \frac{\beta (\Delta x)^2}{6 k_a H} \quad \cdots \cdots (3 \cdot 34)$$

Δt 、 Δx の値を小さくするほど差分式は微分式の解に近づくことはいうまでもないが、要求する精度、境界条件などに用いる実測値の精度なども勘案して、適宜判断することが必要である。一般には式(3・31)、(3・32)の H は各地点で異なる値をとるので式(3・38)を用いて Δt を判断する場合には H の最大値について考えなければならない。

Δx の値に対して Δt の値をいくら小さくとも小さくとり過ぎることはいないが、計算量をむやみに大きくし、その割には精度が上らない。むしろ発散、あるいは振動しない範囲で Δx を小さくするように努めるべきである。この点については後に具体例をもつて確かめている。

その他の注意事項については準1次元流としての解法(第2章4節)の場合に準じて考えることができる。

3・5・3 境界条件の設定方法

地下水位の境界値の与え方にはつぎの2通りの方法が考えられる。

(a) 地下水位が直接与えられる場合

湖沼、河川など明らかに地下水かん養源があつて、その地点での水位の時間的な変化が与えられるなら式(3・31)、(3・32)に導入できるように、たとえば式(3・35)のように微小時間 Δt ごとの変化であらわす。

$$F_R = F_R(j \cdot \Delta t) \quad j = 0, 1, 2, \cdots \cdots (3 \cdot 35)$$

ここに添字 R は境界地点をあらわす。

地下水揚水の場合、揚水位が規制されるなら揚水地点を境界点と考え同様に取り扱いことができる。揚水地点の径と格子一辺の長さの関係については、揚水地点の直径は正方形格子区分の一辺の

長さの約(2/5)となる。この関係が定常地下水流の場合に成立することをすでに実証したが、後に述べるように非定常地下水流の場合にも満足される。

無限に広がる地下水帯を考えると、厳密には影響は無限遠にまで及ぶ。しかし一般に地下水位の変動の影響量は、変動の起つた地点よりの距離の増大にともなつて急激に減少し、したがつてある有限距離の地点における地下水位を不変として境界値を与えることが可能である。ここにある有限距離としては地下水位変動量が察知できる値あるいは許容誤差の値より小さくなる地点までの距離と考えることができる。具体的には地下水位変動量が最も大きい最終地下水位分布を定常地下水流としての解析によつて求め、その結果にもとづいて境界地点を定めることが好ましい。

(b) 地下水流量(かん養量、流出量)が与えられる場合

境界地点Rで地下水流量 q_R が与えられる場合にはその境界地点における地下水位を図-3・25を参照して式(3・36)であらわすことができる。

$$F_R = F_{R-\Delta l} + \frac{q_R \Delta l}{k_a \cdot H_R} \quad \dots\dots\dots(3 \cdot 36)$$

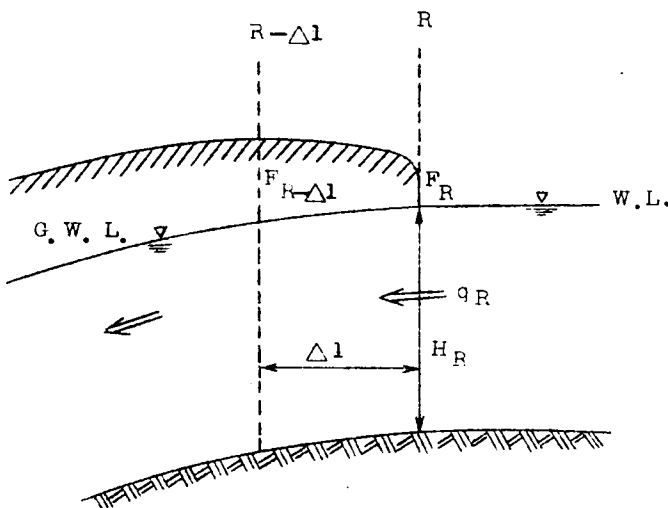


図-3・25 境界における諸条件

ここに、 F_R は境界Rにおける地下水位、 $F_{R-\Delta l}$ は境界より内方向に格子一辺の長さ Δl 離れた地点の地下水位である。一般に、 $F_{R-\Delta l}$ は時間とともに変動するので F_R もそれに伴つて変動することになる。地下水が補給されている場合には式(3・36)の q_R の符号は正、逆に地下水が流失している場合には負をとる。

また、任意の1地点において地下水の揚水(注水でもよい)が行なわれ、その揚水量を q_p とすると式(3・32)において $\Delta p = q_p / (\Delta l)^2$ を代入することによつて計算できる。

(図-3・26を参照、実証は後述する)

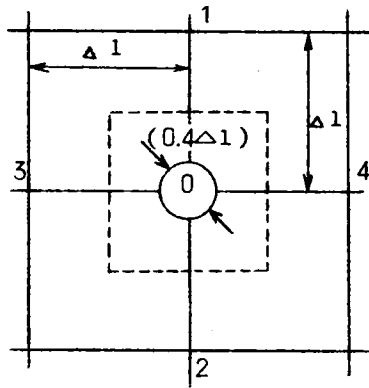


図 - 3・26 格子区分と揚水面積

3・5・4 モデルによる解析と考察

(1) 計算条件と結果

定常地下水流の場合と同様に微分方程式の解（井戸揚水の非平衡理論）と対比させて考察するため、地盤の透水性がすべての点で一様、かつ半径 R の影響圏の中心で揚水量が一定の地下水揚水を行なうものとする。

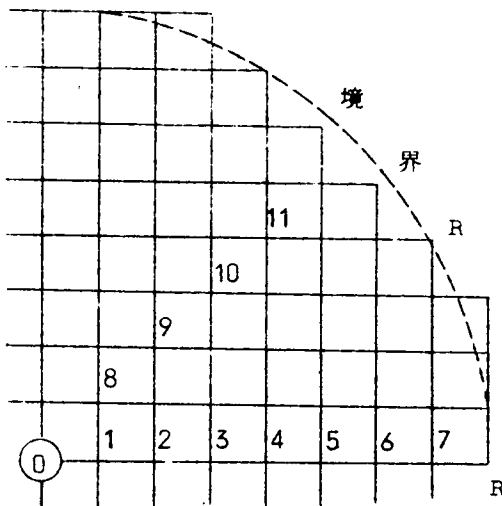


図 - 3・27 円領域の格子区分と節点番号

図 - 3・27 に示すように円領域を 196 個の正方形に格子区分する（同図は円領域の 4 分の 1 を示している）。なお、円の面積が πR^2 であるのに対し、格子区分による多角形近似の内部の面積は $3.06 R^2$ であり、その面積比は 1.03 である。

境界、初期条件としては

i) 揚水開始前の地下水位をすべて

$$r(0) = 0$$

ii) 透水性については、 $H = 10$

$$\text{m}, k_a = 86.4 \text{ m/day}$$

$$(\equiv 10^{-1} \text{ cm/sec}),$$

$$\beta = 0.2 \quad R = 4,000 \text{ m} \quad (\Delta l = 500 \text{ m})$$

iii) 円領域の外周上 ($R = 4,000 \text{ m}$) では地下水位の変動がなく, $f_R(t) = 0$

iv) 揚水地点 0 において, 単位時間あたり $(\Delta s_0 / \Delta t) = 0.2 \text{ m/day}$ の減水深に相当する揚水を行なう。

揚水条件の導入については, 揚水地点である節点 0 の水位はこの点を中心として $(\Delta l \times \Delta l)$ の領域を代表すると考えると揚水量 Q_0 は式 (3・37) で表わされる。

$$Q_0 = \beta (\Delta s_0 / \Delta t) \cdot (\Delta l)^2 \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 37)$$

式 (3・37) に計算条件 ii), iv) を代入すると $Q_0 = 10,000 \text{ m}^3 / \text{day}$ となる。

この Q_0 は前出の式 (3・32) の Δp と同様に取り扱うことができる。すなわち負の地下水かん養量と考えて $Q_0 = \Delta p_0 \cdot (\Delta l)^2$ とおくことによつて式 (3・38) を得る。

$$\frac{\Delta p_0 \cdot \Delta t}{\beta} = \Delta s_0 \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 38)$$

したがつて揚水地点 N o. 0 に対しては式 (3・38) を式 (3・32) の第 2 項に代入して算定式を得る。なおここで注意すべきことは揚水地点 N o. 0 では Δt 時間ごとに Δs_0 の水位低下のみが累積されるのではなく, 図 - 3・28 に示すように揚水地点で水位が低下すると周囲より地下水が流出してその時点での水位低下量に対応する水位の回復 Δs が同時に生じ, その両者の和が水位低下量となる。

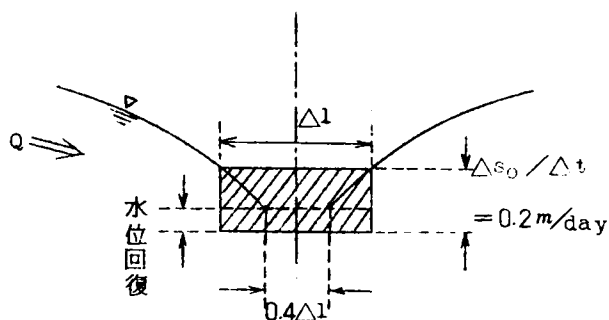
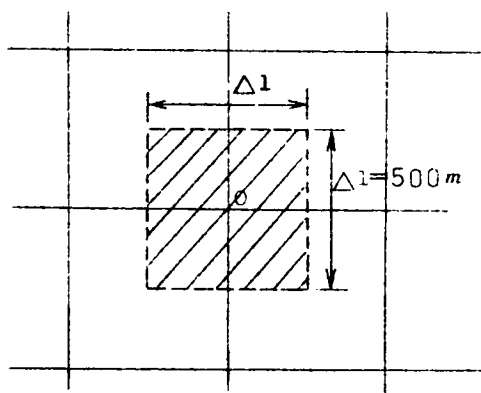


図 - 3・28 差分式による揚水条件の説明図

水が流出してその時点での水位低下量に対応する水位の回復 Δs が同時に生じ, その両者の和が水位低下量となる。

したがつて揚水地点の水位が低くなればなる程, 周囲からの地下水流入量が増大し, 次第に揚水位の低下速度は減少して揚水量と地下水流入量が平衡に達する。このとき定常状態となる。また, 他の節点においては地下水かん養量の増分 $\Delta p = 0$ である。

以上の諸条件のもとに, 式 (3・32) を用い電子計算機によつて求めた地下水位変動の数値解が図 - 3・29 である。

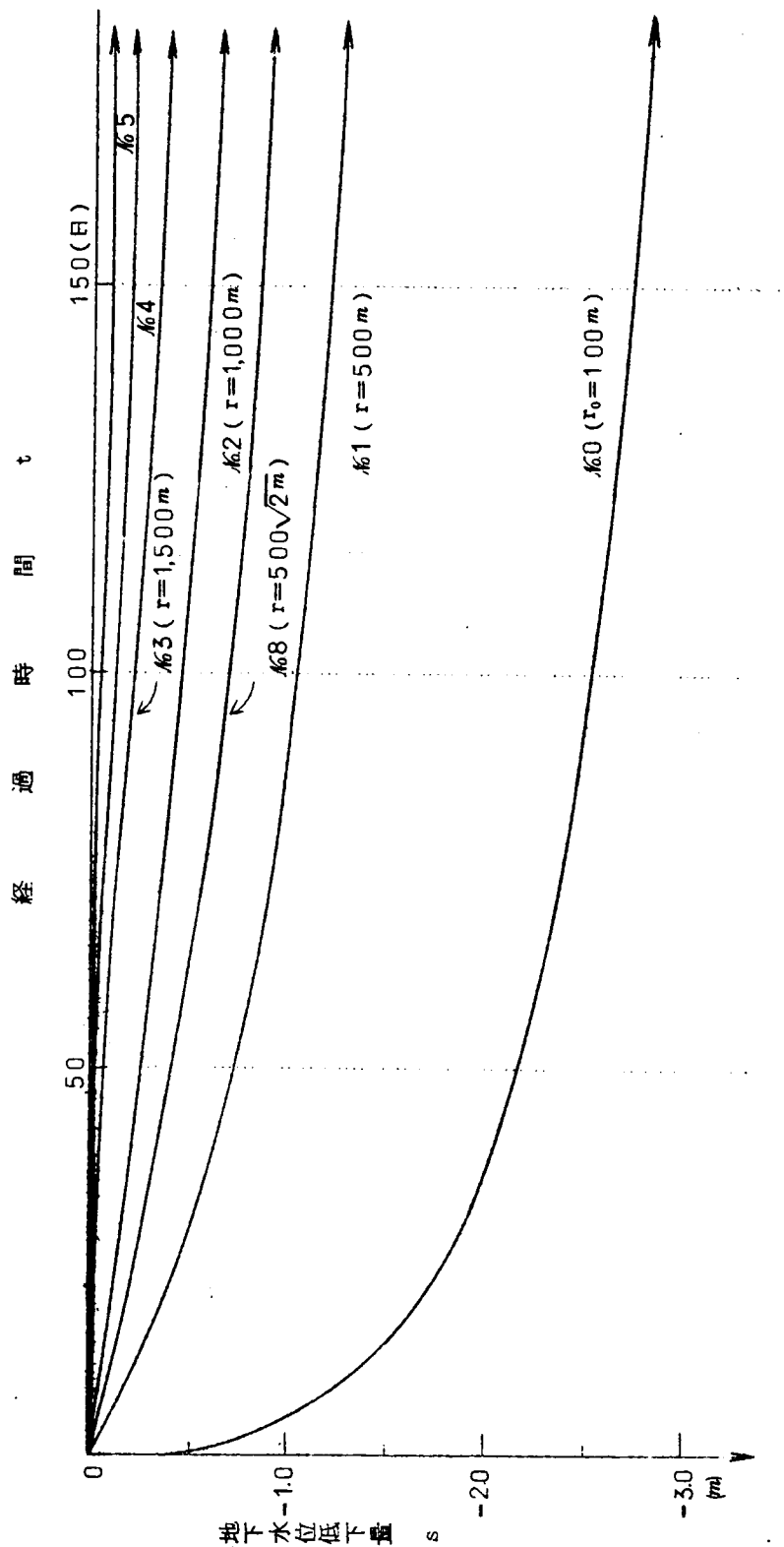


図 - 3・29 揚水量一定の地下水位低下曲線 ($Q_0 = 10,000\text{ m}^3/\text{day}$)

各地下水位低下曲線に付している記号№1～5、№8は図-3・27の対応する各格子節点の水位変動である。また、図-3・30はこれらの結果を片対数紙上にプロットしたものである。

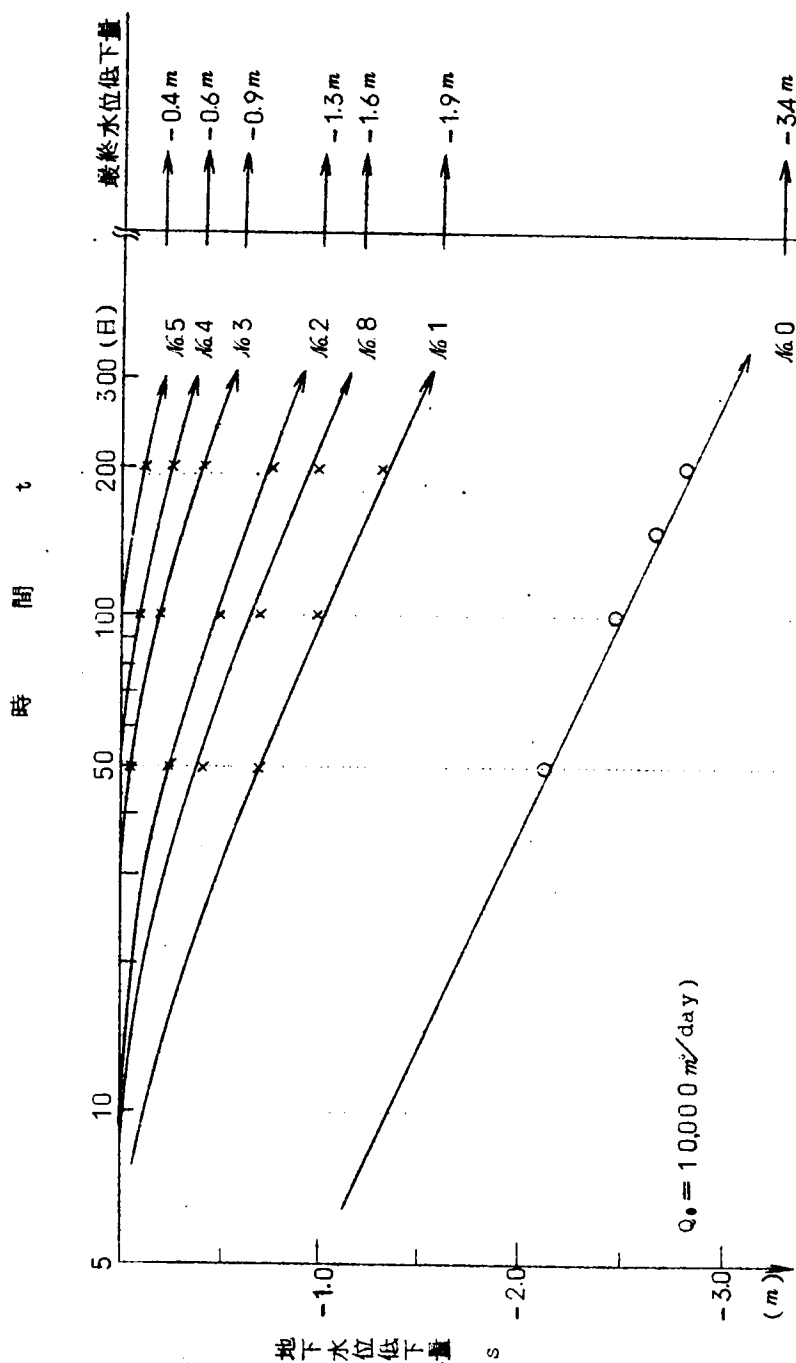


図-3・30 揚水量一定の地下水位低下曲線と最終水位低下量

水位低下量 s を普通目盛に、揚水開始からの時間を対数目盛にとると初期の一部を除いてほぼ直線となる。したがってある程度までの計算をしておけばそれ以後の水位低下量を容易に推測することも可能である。

(2) 結果の解釈

以上の結果を微分式による解（井戸揚水の非平衡理論）と対比させて考察する。帯水層が無限の広がりを持ち、その透水性がすべての点で一様である場合の井戸揚水の Theis の理論解は周知の式（3・39）で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} s &= \frac{Q_0}{4\pi k_a H} W(u) \\ W(u) &= \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du, \quad u = \frac{\beta r^2}{4 k_a H t} \end{aligned} \right\} \cdots (3 \cdot 39)$$

ここに、 $W(u)$ ：井戸関数である。

また、 $W(u)$ は次式（3・40）のように展開でき、

$$W(u) = -0.5772 + \log_e u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \cdots (3 \cdot 40)$$

さらに Jacob によれば $u < 0.01$ の範囲では第3項以下を省略することができるので、式（3・40）を式（3・39）に代入して式（3・41）の近似式を得る。

$$s = \frac{2.30 Q_0}{4\pi k_a H} \left(\log \frac{t}{r^2} - \log \frac{\beta}{2.25 k_a H} \right) \cdots (3 \cdot 41)$$

式（3・41）は s と t のみを変数の場合、 $u < 0.01$ の範囲で $\log t$ と s とは1次関数の関係にあり片対数紙上で直線になることを示している。

また、上記の i) ~ iv) の諸条件を式（3・39）に代入して $Q_0 = 10,000 \text{ m}^3 / \text{day}$ に対する水位低下量を計算した結果を図-3・30上に×印で示している。

(a) 各節点に対する両計算値（差分式（3・32）による計算値と式（3・39）による計算値）は非常によい一致を示している。

これは差分式（3・32）を用いて非定常地下水流の計算を高い精度で行なうことができることを実証している。

(b) さて、差分式による揚水地点 $r=0$ の水位変動の計算値に一致するような揚水半径 r_0 を求める。式（3・39）において r の値を種々に変え試行錯誤によつて図-3・30の $r=0$ の低下曲線に一致する s が算出される r を求めたところ $r_0 = 100 \text{ m}$ であることが明らかとなった。この $r_0 = 100 \text{ m}$ における s の計算値を同図中に●印で示している。格子区分の一边 $\Delta l = 500 \text{ m}$ にとつていたので $r_0 = 100 \text{ m}$ はその5分の1に相当する。ここで、 $r_0 = 0.2 \Delta l$ となること

に注目すべきである。

以上の結果から、つぎのように結論づけることができる。「非定常地下水流の解析計算において、正方形格子区分（一辺の長さ： Δl ）の1節点で境界条件（揚水条件）としての水位変動量 $\Delta s / \Delta t$ を与えるとき、その地下水揚水量 Q_0 は $\beta (\Delta s / \Delta t) \cdot (\Delta l)^2$ であり、またその点の水位低下量の値 s は中心より $r_0 = (0.2 \Delta l)$ 離れた点の水位低下量を意味することになる。」

井戸揚水の非平衡理論において影響圏は無限度としているのに対して、差分式においては有限の影響圏を設定することになる。したがって、図-3・30に示す差分式の計算結果は影響円上の水位一定という条件の影響がまだ現われない範囲で両者が一致していることはいうまでもない。

(3) 差分 Δt のとり方と計算結果の信頼度

図-3・27に示すような正方形格子区分を行ない、中心点 0 において揚水した場合について差分式(3・32)を用いて解析しているが、差分 Δt のとり方によつて計算結果がどの程度異なるかを検討するため、一例として $\Delta t = 5$ 日、 $5/2$ 日、 $5/4$ 日の3者の場合について計算した結果を表-3・1に示す。 Δt のとり方による差は1%内外で、これは無視しうるに十分小さいことが明らかになった。

(4) 揚水面積とその応用

以上計算例によつて実証し、また3・4・5において理論的考察を行つたように、差分式によつて地下水揚水量およびそれに伴う水位低下を算定する場合の揚水地点の意味が明らかとなつた。すなわち、定常、非定常問題のいかに問はず、揚水地点に対応する格子節点に揚水位あるいは揚水量の条件を与えたとき、その揚水位は中心より $(0.2 \Delta l)$ 離れた地点の水位を表わすことになる。したがつてたとえば一辺の長さ $\Delta l = 500$ m の正方形格子区分によつて数値計算をすれば 100 m を半径とする円の周辺上の水位を揚水位として与えていることになり、またその半径 100 m の円領域が揚水面積となる。しかし実際問題としてそのような大きな井戸を掘ることは考えられず、実際には図-3・31に示すようにその揚水面積内において何本かの具体的な群井（1～ n ）を考え、それら個々の井戸の揚水量 Q_{wi} の合計 $\sum_{i=1}^n Q_{wi}$ が式(3・37)の Q_0 に対応する。

その場合、図-3・31について p 地点の地下水位低下量 Δs_p は群井の理論より

$$\Delta s_p = \frac{2.3}{2 \pi k_a} H_0 \sum_{i=1}^n Q_{wi} \log_{10} \frac{(0.2 \Delta l)}{r_i} \cdots \cdots (3 \cdot 42)$$

となる。ここに、 Δs_p : 群井（1～ n ）による p 地点の地下水位低下量、影響半径としては $(0.2 \Delta l)$ とする。 r_i : 井戸 i から考えている地点 p までの距離（ $< 0.2 \Delta l$ ）である。この場合の影響圏（ Δl ）上の水位低下量 s_0 は別に差分式によつてすでに計算されているので結局地点 p の地下水位低下量 s_p は $(s_0 + \Delta s_p)$ となる。

$$s_p = s_0 + \Delta s_p$$

表-3・1 差分 Δt のとり方による地下水位変動の算定値の差

経過 日数	$\#0$ ($r=1000m$)				$\#1$ ($r=5000m$)				$\#2$ ($r=10000m$)			
	$\Delta t=5日$	5/2日	5/4日		$\Delta t=5日$	5/2日	5/4日		$\Delta t=5日$	5/2日	5/4日	
50(日)	-2.15m	-2.11m	-2.08m		-0.76m	-0.73m	-0.71m		-0.26m	-0.25m	-0.23m	
100	-2.45	-2.43	-2.42		-1.04	-1.02	-1.01		-0.47	-0.46	-0.44	
150	-2.63	-2.62	-2.61		-1.21	-1.20	-1.19		-0.61	-0.60	-0.59	
200	-2.76	-2.75	-2.75		-1.33	-1.32	-1.32		-0.72	-0.71	-0.71	
250	-2.86	-2.85	-2.85		-1.43	-1.42	-1.42		-0.81	-0.80	-0.80	
300	-2.94	-2.94	-2.93		-1.51	-1.50	-1.50		-0.88	-0.88	-0.87	
400	-3.07	-3.07	-3.06		-1.63	-1.63	-1.62		-1.00	-0.99	-0.99	
500	-3.16	-3.16	-3.15		-1.72	-1.72	-1.71		-1.08	-1.08	-1.07	
1000	-3.36	-3.36	-3.36		-1.91	-1.91	-1.91		-1.26	-1.26	-1.26	

経過 日数	$\#3$ ($r=2000m$)				$\#4$ ($r=3000m$)				$\#5$ ($r=4000m$)			
	$\Delta t=5日$	5/2日	5/4日		$\Delta t=5日$	5/2日	5/4日		$\Delta t=5日$	5/2日	5/4日	
50(日)	-0.08m	-0.07m	-0.07m		-0.02m	-0.02m	-0.02m		0m	0m	0m	
100	-0.21	-0.20	-0.19		-0.09	-0.08	-0.08		-0.03	-0.03	-0.03	
150	-0.32	-0.31	-0.30		-0.16	-0.16	-0.15		-0.08	-0.08	-0.07	
200	-0.41	-0.40	-0.40		-0.23	-0.22	-0.22		-0.12	-0.12	-0.12	
250	-0.48	-0.48	-0.47		-0.29	-0.28	-0.28		-0.17	-0.16	-0.16	
300	-0.54	-0.54	-0.54		-0.34	-0.34	-0.33		-0.21	-0.20	-0.20	
400	-0.65	-0.64	-0.64		-0.42	-0.42	-0.42		-0.27	-0.27	-0.26	
500	-0.72	-0.72	-0.71		-0.48	-0.48	-0.48		-0.31	-0.31	-0.31	
1000	-0.88	-0.88	-0.88		-0.62	-0.61	-0.61		-0.42	-0.42	-0.42	

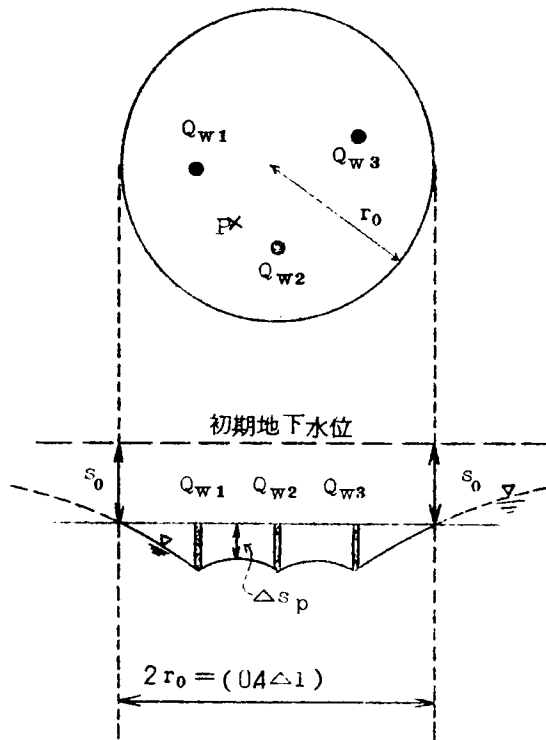


図 - 3. 3 1 揚水面積 ($< 0.2 \Delta l$) 内における
群井と水位低下量

ただし、半径 ($0.2 \Delta l$) 以内の領域に存在する個々の井戸について非定常状態を考えることはできない。すなわちその内部では準定常状態にあつて、便宜上 s_p の時間的な変化は s_0 のそれに等しいと考えなければならない。

格子区分のとり方は、一つの区分の中での透水性等の条件が同一であり、したがつてこの中では従来の井戸揚水理論なり、あるいは微分式の解によつて地下水の挙動が把握できるという前提に立つている。したがつて格子区分のとり方については、透水性等の諸条件の位置による変化が著しいほど格子区分に際しては細区分が必要となる。

(5) 揚水位が一定の場合のモデルの解析

つきに、円の中心部で地下水位低下量を一定 (-1.0 m) に保つた場合揚水位が一定の地下水位変動の伝播を示したものが図 - 3. 3 2 であり、図 - 3. 3 3 はそれを半対数目盛でプロットしたものである。このように時間を対数目盛に、水位低下量を普通目盛にとると初期の一部を除いてはほぼ直線となる。

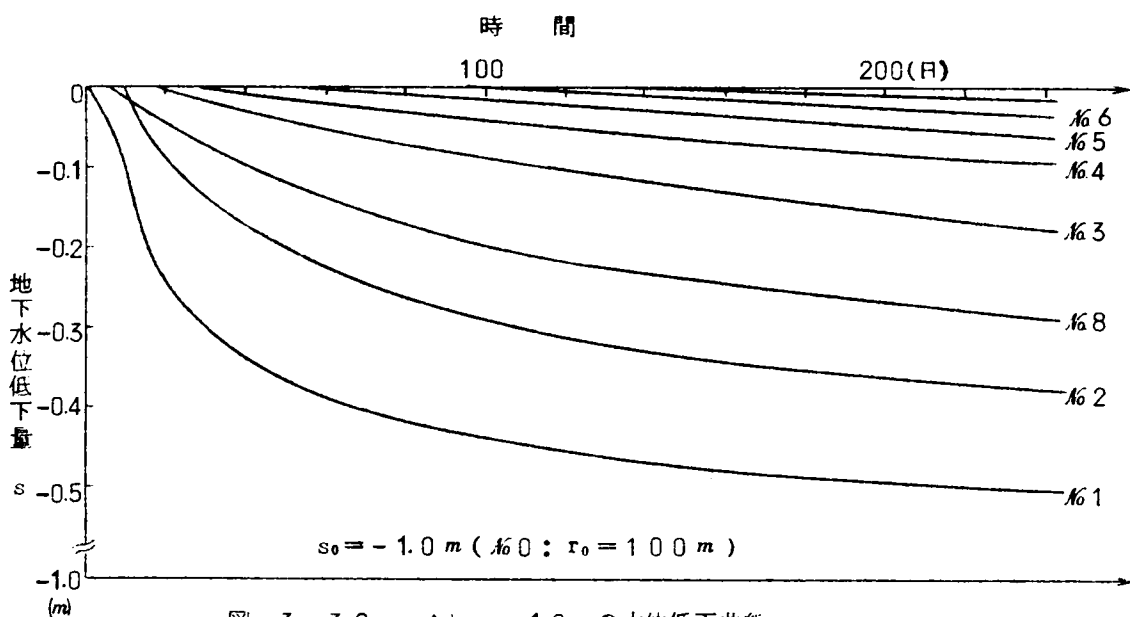


図-3.3.2 $\Delta h_0 = -1.0 \text{ m}$ の水位低下曲線

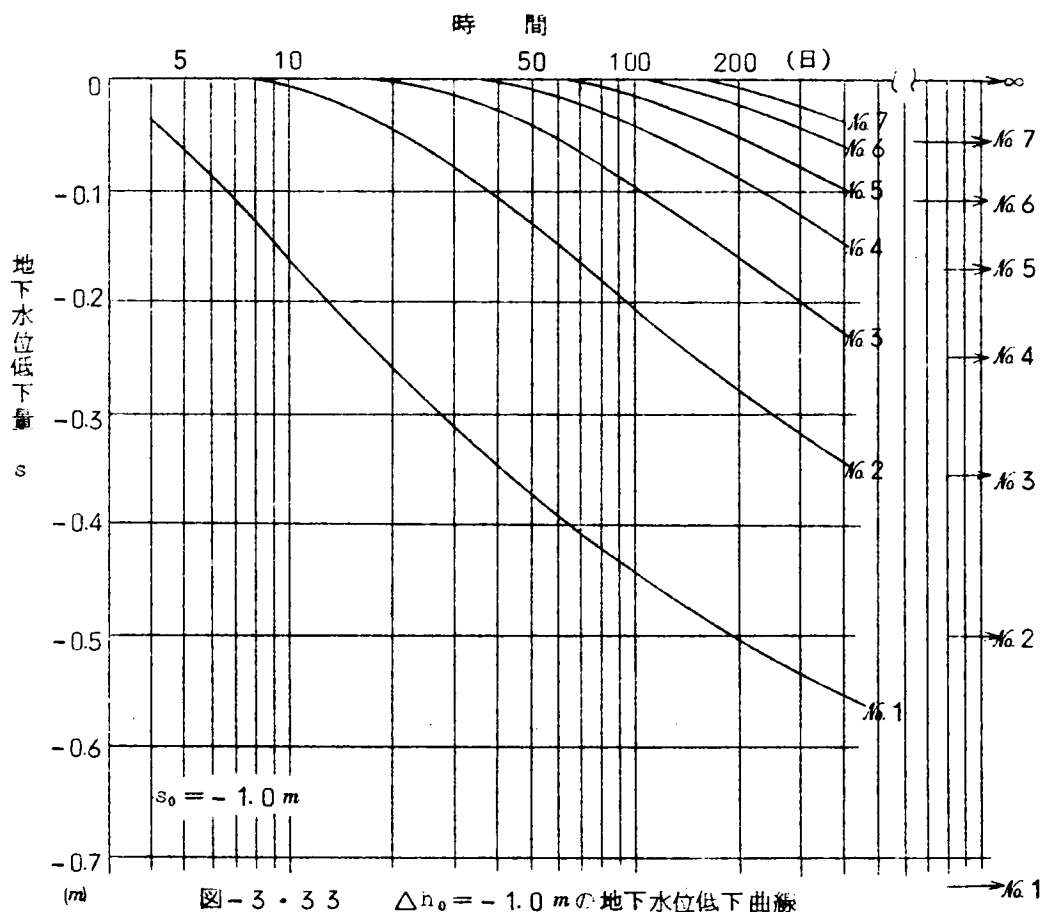


図-3.3.3 $\Delta h_0 = -1.0 \text{ m}$ の地下水位低下曲線

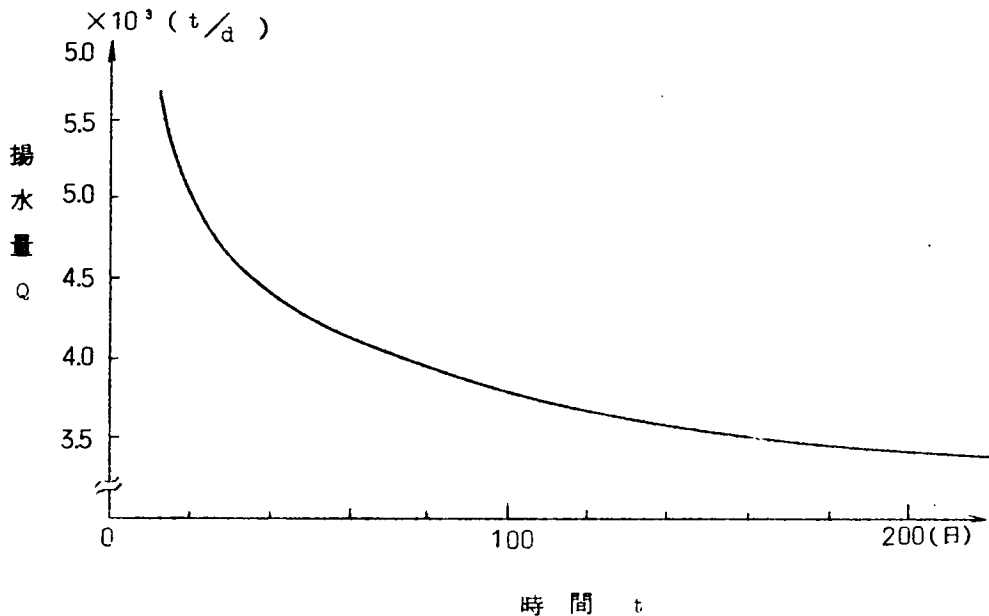


図 - 3・34 $s_0 = -1.0$ m の揚水量の変化

図 - 3・34 は、式(3・43) を用いて水位低下量一定の場合の流入量の変化の状態を推定したものである。

$$Q_p = 2\pi k_a H (f_1 - f_0) / \ln(r_1 / r_0) \dots\dots\dots (3 \cdot 43)$$

$$= 4 k_a H (f_1 - f_0)$$

ここに、揚水地点の中心に該当する節点の添字を 0、これを取りまく 4 点の添字を 1 とする。したがって、 $r_0 = (1/5) \Delta l$ 、 $r_1 = \Delta l$ 、 $(r_1 / r_0) = 5$ である。

同図より揚水位一定で地下水を汲み上げる場合の揚水量の減少の速さおよび大きさを類推することができる。

3・5・5 一様な地下水かん養のある地域での地下揚水

これまででは地下水かん養源が円、または正方形などの周辺、あるいは無限遠を考えたが、ここでは対象地域全体で一様な地下水かん養がある場合を考える。これは、降雨の地下浸透によるかん養や表面水の地下浸透、他の地下水帯水層からの浸透かん養などが考えられる。

そこで式(3・32)における地下水かん養量の増分がすべての地点で存在し、その ΔP を地下水

位低下量に比例するものと仮定し、たとえばいま、

$(\Delta P/\beta) = 0, 0.002 \text{ s}, 0.01 \text{ s}, 0.02 \text{ s}, 0.04 \text{ s}, (\text{m}/\text{day})$ の5つの場合について考察してみる。 $\Delta P/\beta = 0.01 \text{ s}$ の意味するところは、地下水位が1 m低下すれば $0.01 \times 1 = 0.01 \text{ m} (\text{m}/\text{d})$ 、すなわち1日1 cmの水位回復量に相当する地下水かん養の増分があることを示している。

$\beta = 0.2$ であるから、 $\Delta p = 0.002 \text{ m}/\text{d} (= 2 \text{ mm}/\text{d})$ である。

図-3・35は揚水地点の揚水位が地下水かん養の大小によつていかに異なるかを上述の計算方法にもとづいて算定し、比較検討したものである。当然のことながらかん養量が大きくなるほど水位低下は小さく、かつ早く定常状態にいたることがわかる。ただし、他の計算条件については3・5・4の場合と同様、 $Q_p = 10,000 \text{ t}/\text{d}$ 、 $H = 20 \text{ m}$ 、 $k_a = 84.6 \text{ m}/\text{d}$ 、 $\beta = 0.2$ 、 $R = 4,000 \text{ m}$ などである。

図-3・36～図-3・40はかん養量の変化による地下水位低下の伝播の大きさ、速さを示している。

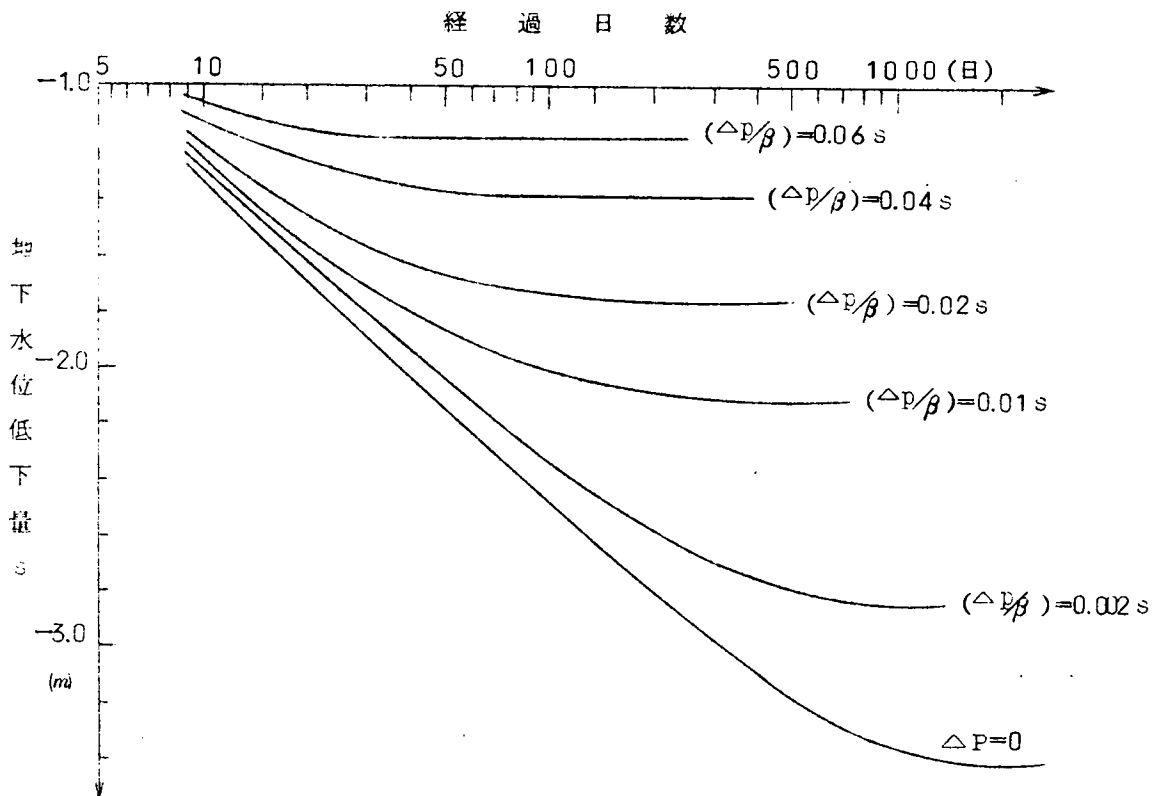


図-3・35 一様な地下水かん養が存在する場合のかん養量と揚水位

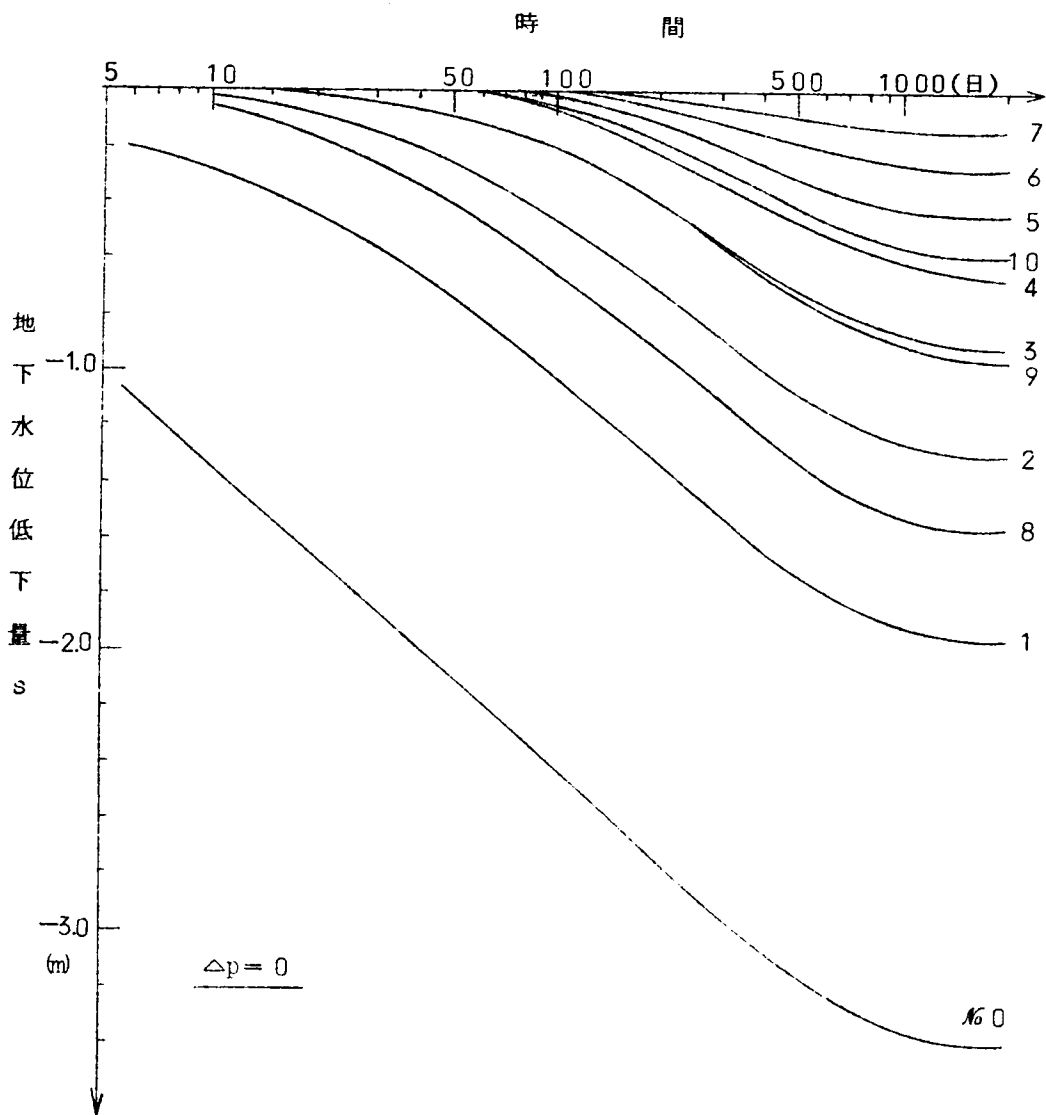


図-3・36 地下水かん養量の増分が無い場合の地下水位低下の伝播

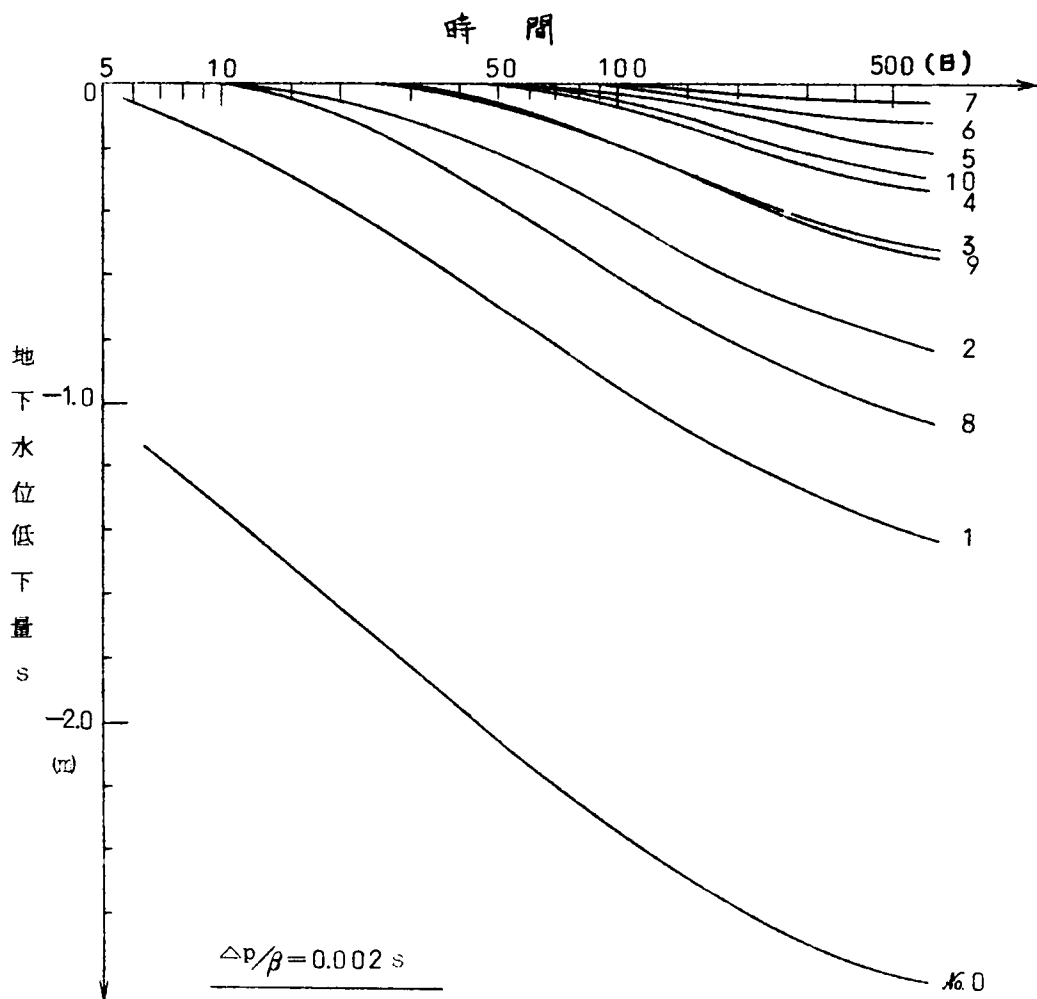


図-3・37 地下水かん養量の増分が有る場合の地下水位低下の伝播

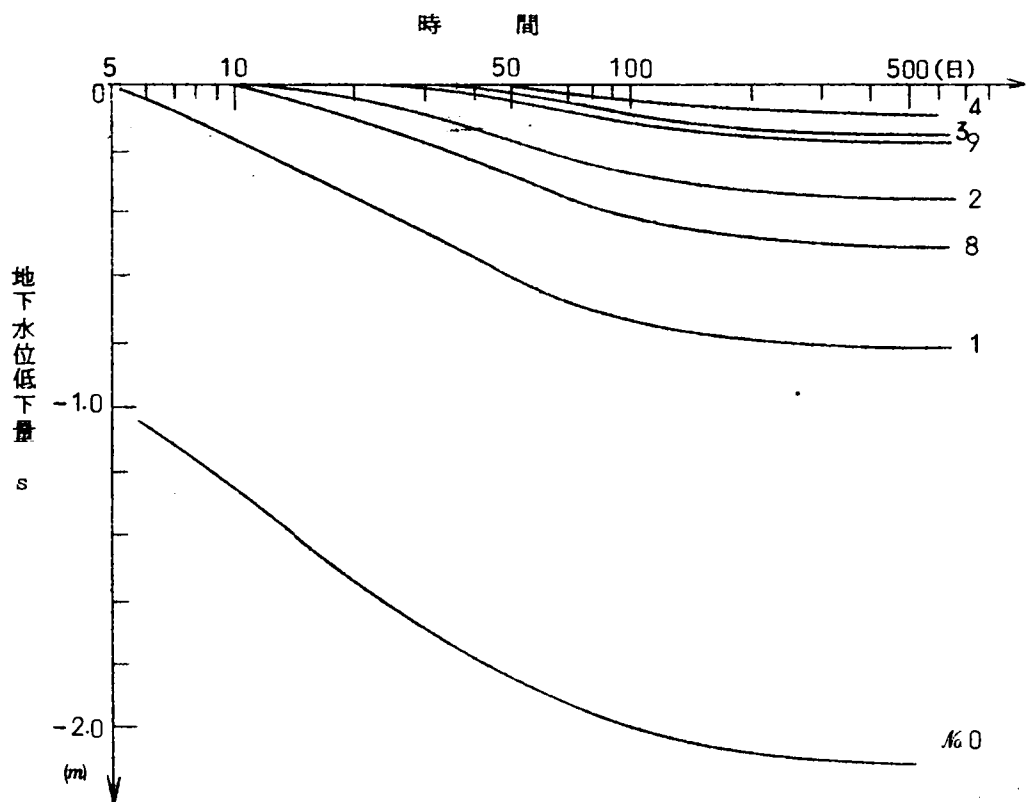


図-3.38 $\Delta p / \beta = 0.01 s$

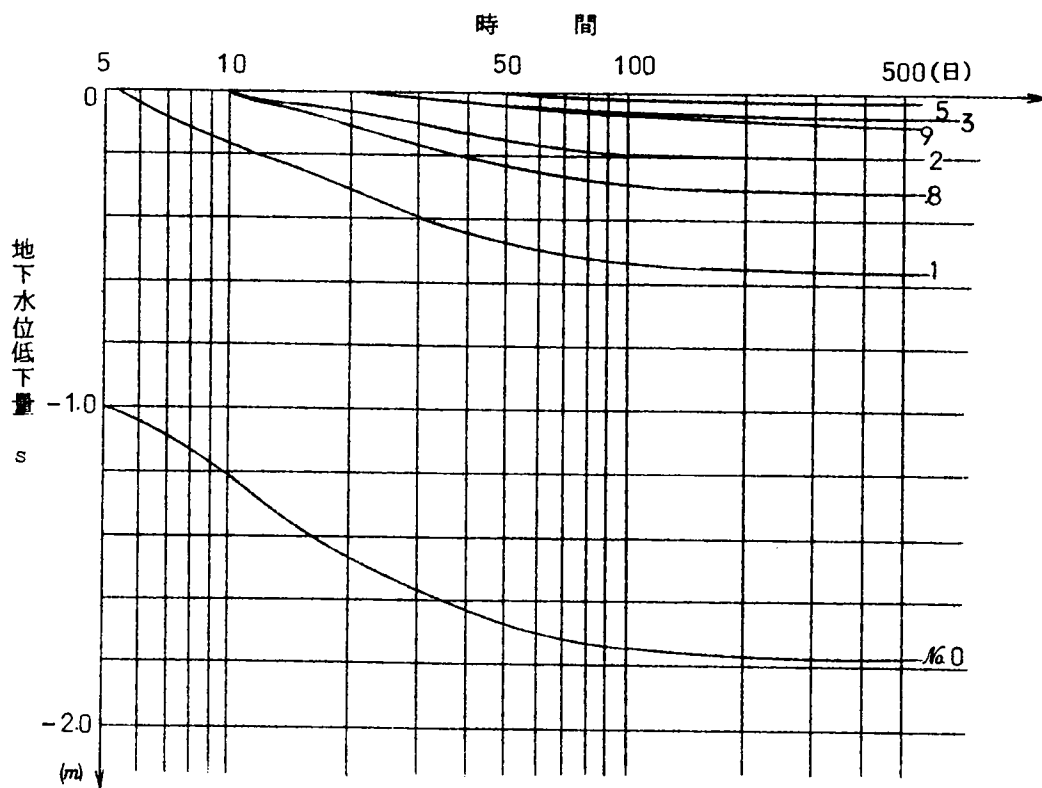


図-3.39 $\Delta p/\beta = 0.02s$

以上の一連の解析結果からつきのような性質を考察することができる。

- (1) 地下水揚水に対して対象領域全体で一様な地下水かん養が期待でき、そのかん養量が地下水位低下量に比例して増大すれば、その増分 Δp が小さくとも影響は極めて大きい。
- (2) Δp 増大とともに揚水位は急激に高くなる(水位低下量が小さくなる)。
- (3) したがって Δp の増大とともに周辺への地下水位低下の影響が急激に減少する。
- (4) Δp の増大によつて地下水流は早く定常状態にいたる。
- (5) Theisの非平衡理論式をこのような場合に利用すれば大きな誤差を伴う危険性がある。

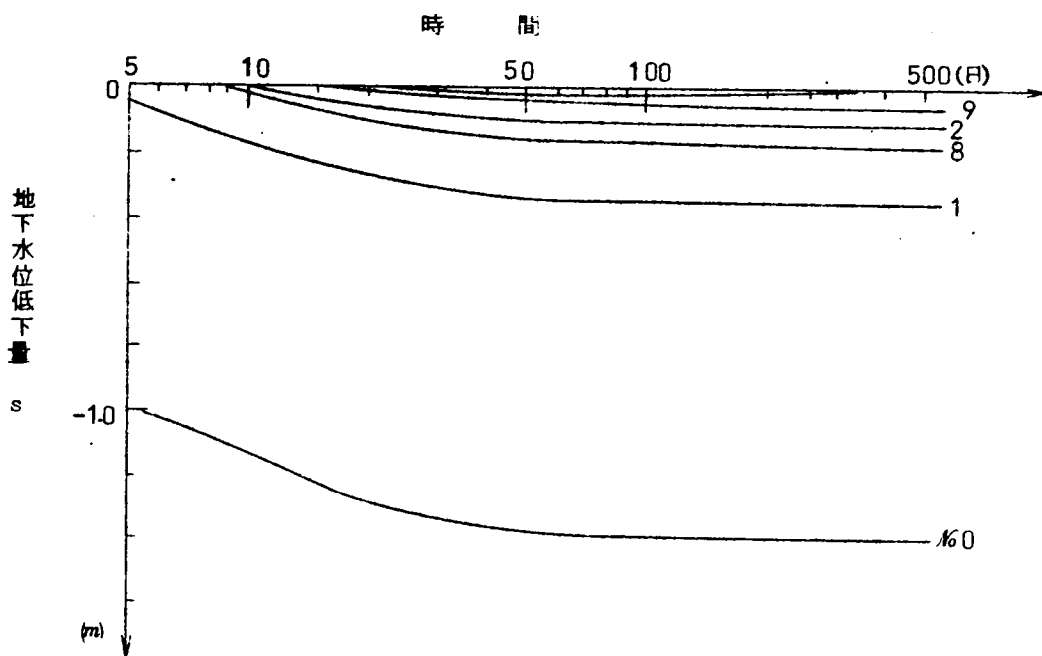
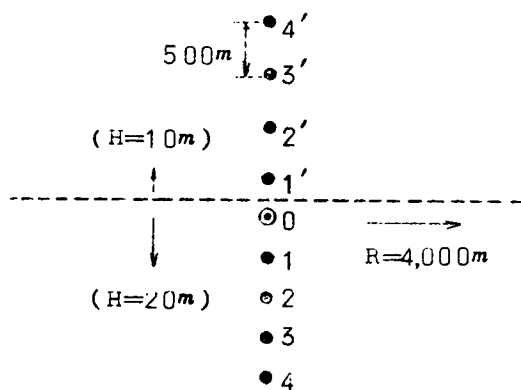


図 - 3 - 4 0 $\Delta P / \beta = 0.04 s$

3・5・6 透水性の異なる2領域にまたがる地下水位の変動

図 - 3 - 4 1 に示すように破線を境として透水性（準深）の異なるような地域の近傍で揚水を行う場合について考察してみる。



一例として揚水地点を含む領域の準深を 20 m 、含まない領域の準深をその2分の1の 10 m とし、揚水地点は透水性が大きい方の領域に設ける。その他の条件については3・5・4の場合と同様、 $k_a = 86.4\text{ m/d}$ 、 $\beta = 0.2$ 、 $\Delta l = 500\text{ m}$ 、 $R = 4,000\text{ m}$ などを仮定する。計算方法については、すでに述べてきた差分式による数値解法を用いる。

図 - 3 - 4 1 透水性の異なる2領域
近傍での揚水

揚水量が $10,000 \text{ t/d}$ の場合の計算による結果から地下水位低下量曲線を図示したものが図 - 3・42である。また、揚水地点（直径 200 m の円）の水位低下量が一定（ -1.0 m ）の場合の解析結果を図 - 3・43に示す。①地点での水位低下量を $s(n)$ であらわし、 $s(n)$ と $s(n')$ を比較するため、 n をパラメーターとして $s(n')/s(n)$ の時間的な変化を示したものが図 - 3・44である。

図 - 3・42, 43より、一般に透水性の小さい領域では大きい領域内に較べて、 $\alpha 1'$ を除いて地下水位低下量は小さい。この結果はこれまでの一連の計算結果からもある程度予測できる。しかし、とくに $\alpha 1'$ については、 $t > 40$ 日になれば揚水地点に対して対称の $\alpha 1$ （透水性の大きい領域）の水位変動量より大きくなっている。

この性質はたとえば $\alpha 1'$ のように両透水領域の境界付近でみられる。図 - 3・44は、時間とともに $s(n')/s(n)$ の比が増大してゆく状態を示している。

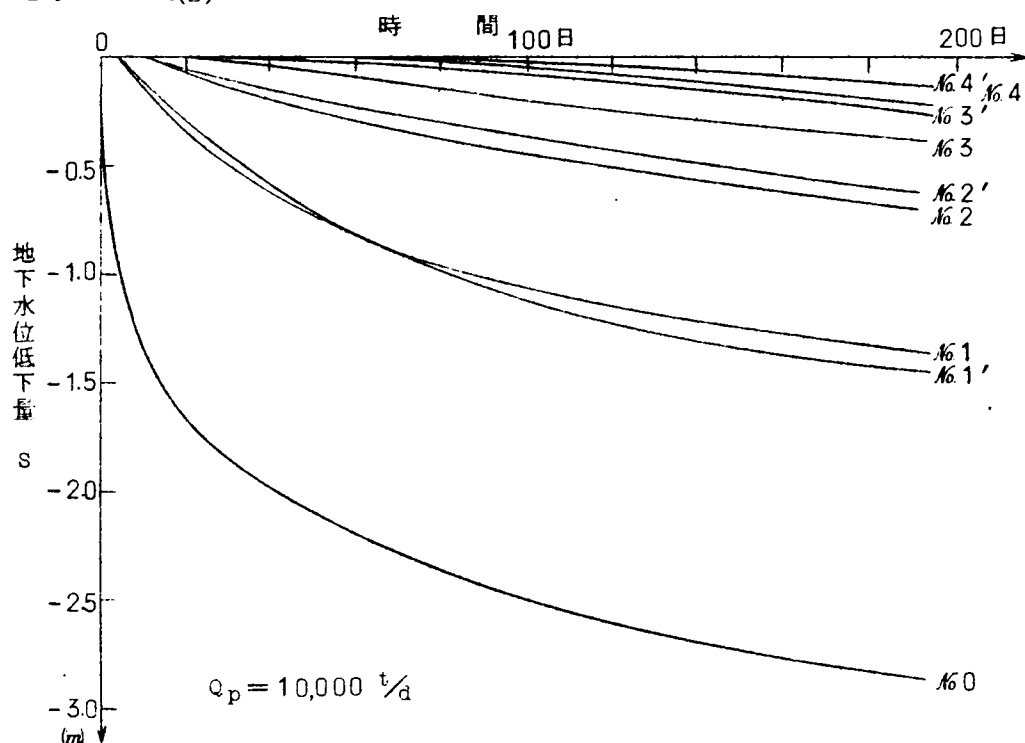


図 - 3・42 揚水量一定、透水性の異なる2領域の境界での揚水

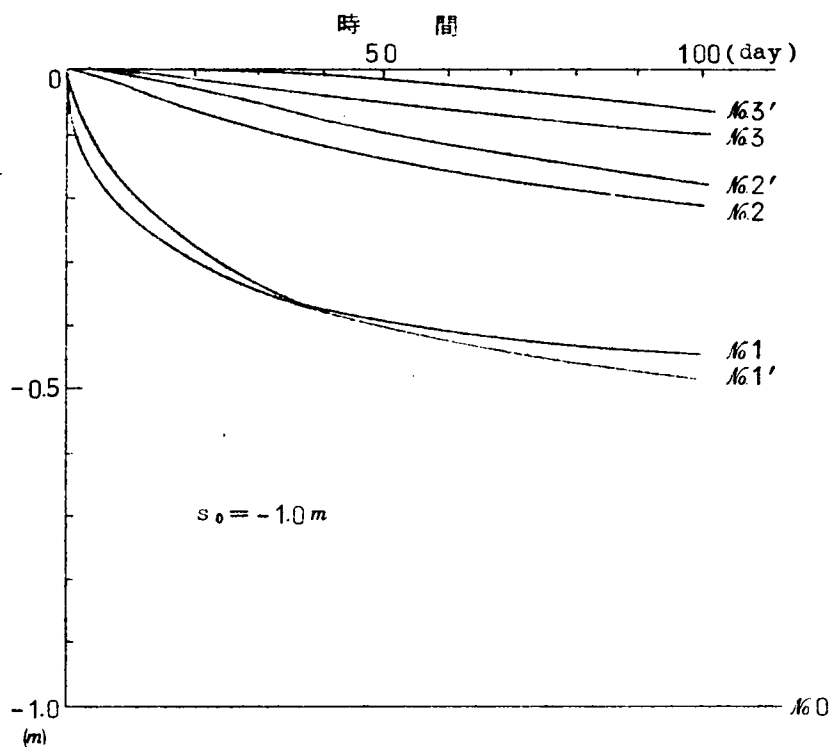


図 - 3 ・ 4 3 $s_0 = 1.0 \text{ m}$ の水位低下曲線

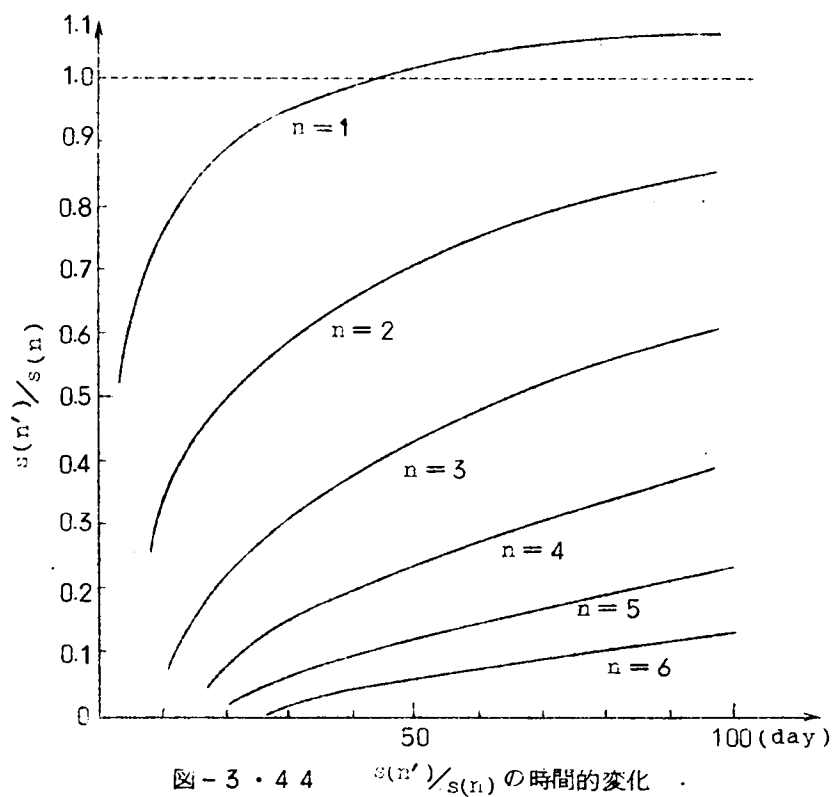


図 - 3 ・ 4 4 $s(n')/s(n)$ の時間的变化

3・5・7 2層地盤での揚水による地下水位変動

これまでは透水層を被圧地下水，または自由地下水のように単層の場合を考えている。しかし実際にはボーリング柱状図をみても明らかなようにその区別は画一的でないばかりか，同じ透水層でも透水性の異なるいくつかの層が重つて一つの透水層を構成している場合が多い。これに対して準深を導入することによつて複数からなる層を単層の場合の取扱いにおきかえることを考えてきた。広域地下水を巨視的な観点からとらえる場合にはよいとして揚水試験などでは解析結果に重大な影響を与えることも考えられる。そこで，図-3・45に示すように透水性の異なる2層から成る地盤において揚水したとき，各層の地下水位がどのように変動するか，その圧力伝播について検討する。

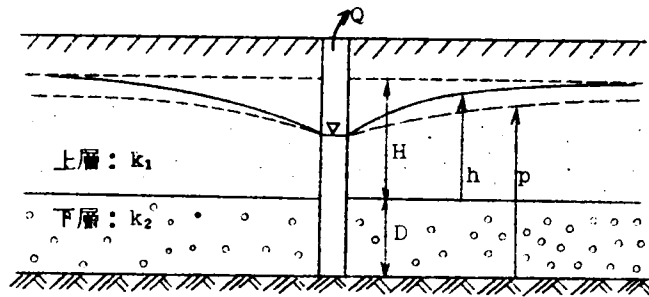


図-3・45 2層地盤の地下水位変動

(1) 計算式とその考え方

基本的な考え方は2・6・3に準ずる。

連続方程式として，上層に着目すれば式(3・44)が成立する。

$$-\beta \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + k_1 \frac{h-p}{h} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 44)$$

ここに右辺の第3項は上層から下層の流入量をあらわしている。

運動方程式としては，

$$\begin{aligned} q_x &= -k_1 h \frac{\partial (h+p)/2}{\partial x} \\ q_y &= -k_1 h \frac{\partial (h+p)/2}{\partial y} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 45)$$

となる。ただし，上層の平均水位としては自由地下水面 h と下層との境界での水位 p の平均をとる。

式(3・44)を(3・45)に代入すると，

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} = & k_1 h \cdot \frac{\partial^2 (h+p)/2}{\partial x^2} + k_1 \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \frac{\partial (h+p)/2}{\partial x} \\ & + k_1 h \cdot \frac{\partial^2 (h+p)/2}{\partial y^2} + k_1 \frac{\partial h}{\partial y} \cdot \frac{\partial (h+p)/2}{\partial y} - k_1 \frac{(h-p)}{h} \\ & \dots\dots\dots (3 \cdot 46) \end{aligned}$$

となる。一方、下層に着目すれば同様に、

$$k_2 D \left\{ \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} \right\} - k_1 \frac{h-p}{h} = 0 \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 47)$$

となる。

式(3・46)、式(3・47)をそれぞれ一辺 Δ_1 の正方形格子に対して差分式で表示すれば、

$$\begin{aligned} h_{i,j}(\Delta t) = & h_{i,j}(0) + \frac{k_1 \Delta t}{2\beta(\Delta_1)^2} \{ h_{i,j}(h_{i+1,j} + h_{i-1,j} + h_{i,j+1} \\ & + h_{i,j-1} - 4h_{i,j} + p_{i+1,j} + p_{i-1,j} + p_{i,j+1} + p_{i,j-1} - 4p_{i,j}) \\ & + \frac{1}{4}(h_{i+1,j} - h_{i-1,j})(h_{i+1,j} - h_{i-1,j} + p_{i+1,j} - p_{i-1,j}) + \frac{1}{4}(h_{i,j+1} \\ & - h_{i,j-1})(h_{i,j+1} - h_{i,j-1} + p_{i,j+1} - p_{i,j-1}) \} - \frac{k_1 \Delta t}{\beta} \frac{h_{i,j} - p_{i,j}}{h_{i,j}} \\ & \dots\dots\dots (3 \cdot 48) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{i,j} = & \frac{h_{i,j} + C h_{i,j}(p_{i+1,j} + p_{i-1,j} + p_{i,j+1} + p_{i,j-1})}{1 + 4C h_{i,j}} \\ C = & \frac{k_2 D}{k_1 (\Delta_1)^2} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 49) \end{aligned}$$

となる。

式(3・48)および式(3・49)を駆使して、これまで述べてきた計算方法に準じてそれぞれ、第1層、第2層の地下水位変動の伝搬を計算することができる。計算量はこれまでと同様莫大なものとなるので電子計算機を用いることが望しい。そのフロチャートも図-3・13に準ずる。

(2) 解析結果

解析例として境界条件が以下のような場合を考える。

上層: $k_1 = 4.32 \text{ m/d}$, $H = 15 \text{ m}$ $\beta = 0.2$

下層: $k_2 = 17.28 \text{ m/d}$, $D = 5 \text{ m}$ $S = 0$

$$Q = 1,000 \text{ t/d}, \quad r_0 = 2 \text{ m}$$

ここに, s : 下層の貯留係数である。

計算結果を図-3・46に示す。同図において実線は上層の自由地下水面の変動を示しており, 破線は下層の地下水位変動を示している。

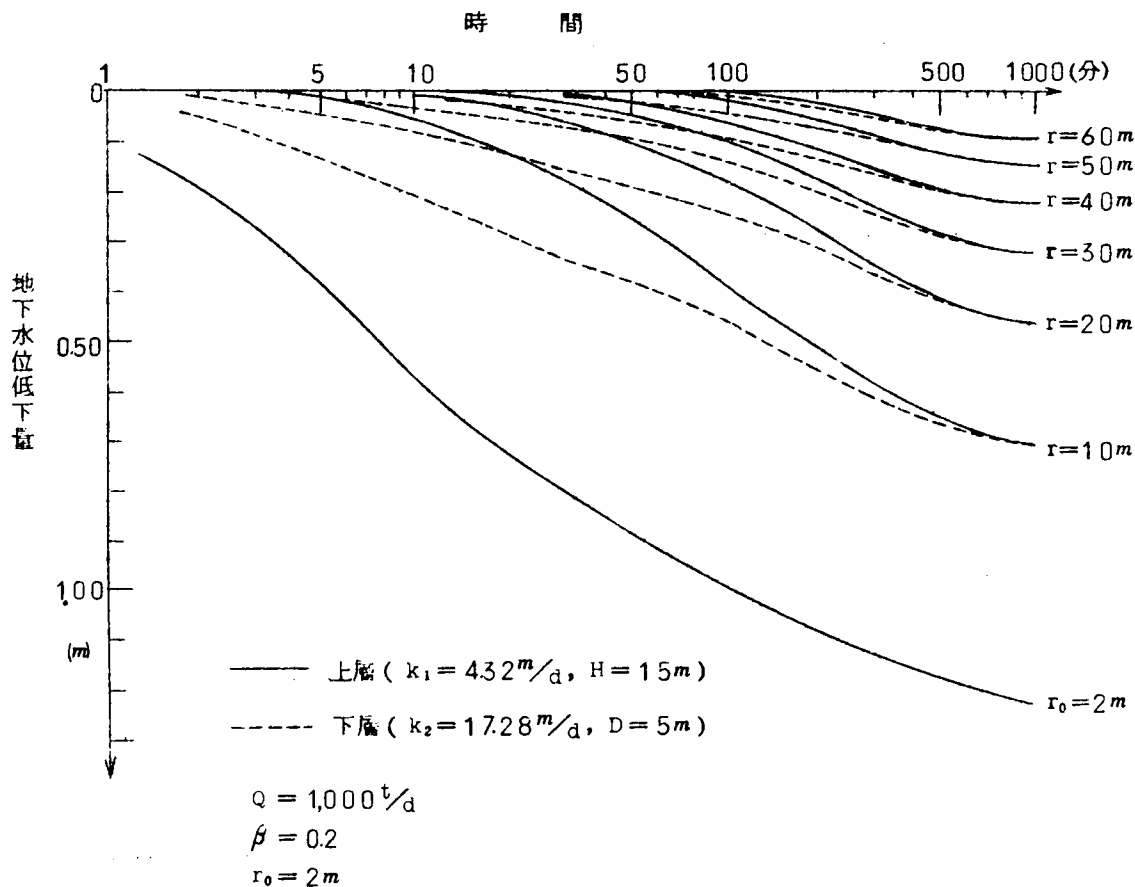


図-3・46 2層地盤の上層, 下層の地下水位変動の一例

(3) 考 察

下層の透水係数 k_2 は上層の透水係数 k_1 の4倍である。したがってやや被圧地下水的な要素を備えているものと考えてよい。したがって下層の水位変動の伝播(破線)は上層のそれ(実線)と較べて著しく早いことがわかる。とくに揚水開始において顕著で, 地下水位変動量は大きく, 時間が経過するに従って両者の水位低下量は漸近する。図-3・46においては約10時間も経過すれば両低下量の差は認められなくなっている。以上の事実からつきの結論を得る。

a) 広域地下水の開発など長期を考える場合には両層をまとめてもさしつかえない。したがって

準深の取扱いの妥当性が示された。

b) 一方、揚水試験を実施した場合を考えると、観測井として上層をとる場合と下層をとる場合とではその結果において極めて大きい差を生じることになる。

透水係数については、上層の水位低下から計算すると小さな値となり、下層の水位低下から計算すれば大きい値となる。その差は両曲線の勾配の比であるから $r=10\text{ m}$ の低下曲線に着目すれば前者の方が約1.5倍である。しかし両値はともに境界条件の $k_1=4.32\text{ m/d}$ と $k_2=17.28\text{ m/d}$ の間にある。

貯留係数(または有効空けき率)については極めて大きな誤差を生じる。 $r=10\text{ m}$ の水位低下に着目して上層の水位低下から求めると $\beta=0.1\sim0.2$ となるのに対し、下層の水位変化から求めると $\beta=0.01\sim0.02$ と1オーダー低くなる。

以上の結果は、揚水試験において重要な意味をもつものと解釈できる。

自由地下水の場合の貯留係数としては有効空けき率図-3・47をとる方が物理的に妥当であるように考えるが、一般に揚水試験から算定されるものは図-3・48にも示されているように相対に小さい値である。その要因は現在のところ必ずしも明確ではないが、著者の考えでは帯水層が複層構造であることが有力な原因であるという立場をとりたい。図-3・46の結果はその可能性を実証するものである。

なお、ここでは2層の透水性の組合せの一例のみを示したが、両層の透水性の差が大きくなれば上記の特徴は一層顕著になる。

また逆に、上層の透水性が下層の透水性より大きい場合には1層の自由地下水としての挙動と大きな差異は認められないことも確かめている。

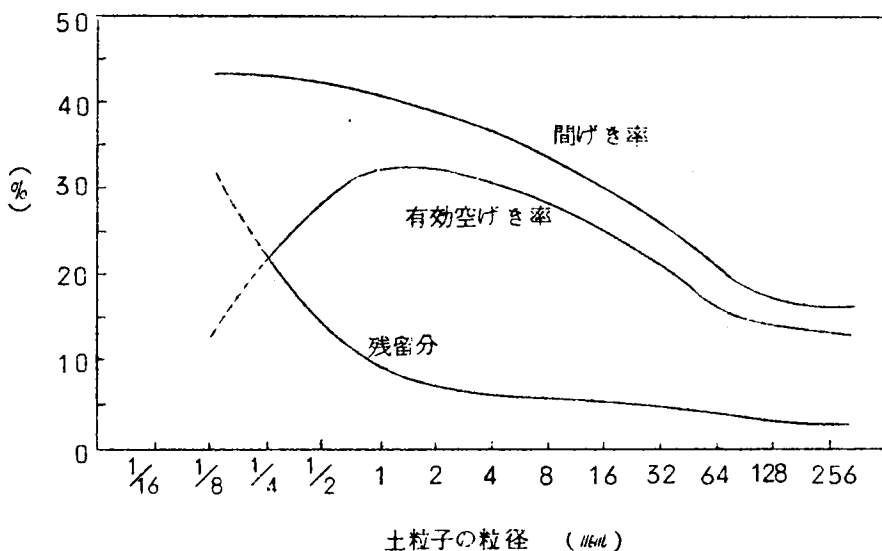


図-3・47 粒径と有効空けき率 (Toddによる)

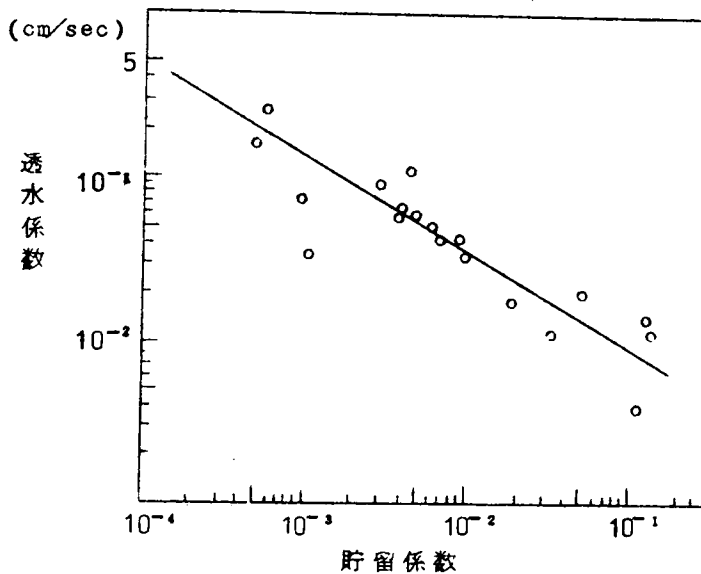


図 - 3・48 透水係数と貯留係数の相関⁹⁾ (村下による)

3・5・8 応 用 例

(1) 調査の目的

図 - 3・49は奈良県斑鳩町附近を示しており、奈良盆地の北西部に位置する。同図の破線は地下水位等高線（昭和43年9月現在）で、これに付する数値は地下水位の標高(m)である。同図に示すように斑鳩町字目安の大和川にはかんがい用の目安堰堤があり、この堰堤によつて目安、河合、穴闇の各字の農業用水が確保されてきた。しかし、大和川の洪水対策、維持管理等の観点からこの堰堤を取り除き、これに代るかんがい用水源を一带の地下水に求めるかどうかを検討するための調査の一項目として、地下水揚水とそれに伴う周辺の地下水位低下、および揚水停止による地下水位の回復を上記の差分法によつて計算した。なお、かんがい用水の必要期間を6月～9月の4ヶ月間とし、その水量は合計 $15.0 \text{ m}^3 / \text{min}$ ($21,600 \text{ m}^3 / \text{day}$) である。

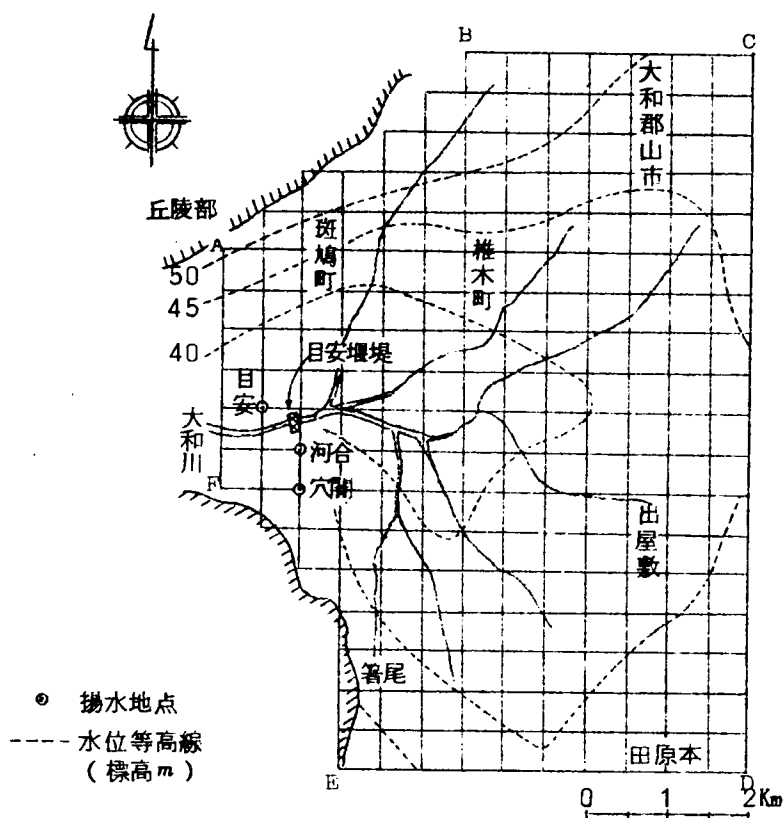


図 - 3 - 4 9 地下水位等高線，格子区分，揚水地点の平面図

(2) 計算条件

目安，河合，穴開周辺の地下水帯の透水性を調査するため既存深井戸を利用して揚水試験を実施し，また地下水位分布の測定を行つた。その結果，現地は非常に大きい透水性を有しており，また自由地下水に近い性状を呈していることが明らかとなつた。これらの調査結果から計算条件として以下の仮定を行なう。

- i) 基点 A の透水係数 $k_a = 1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/Sec}$ ，準深 $H = 40 \text{ m}$ ，有効空げき率 $\beta = 0.2$ とする。
- ii) 平地部からの地下水かん養については前出の式 (3・32) の地下水かん養量の増分 Δp を 0 の場合と地下水位低下量 s に比例する場合の 2 者を仮定する。ただし， s は地下水位低下量である。

$$(\Delta p / \beta) = 0.0 \quad \text{または} \quad 0.02 s \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 50)$$

iii) 図-3・49の細い実線で示すように平野部を $\Delta 1=500m$ の正方形に格子区分し、境界は山岳のふもとにとる。なお、境界:AB, EF, AFは山岳が浅いのでこれからの地下水のかん養はないものとし、境界BC, CD, DEから地下水が領域内へかん養されるものとする。

iv) 揚水地点は同図中の○印の3地域(目安, 河合, 穴開の各字)とし、揚水期間は6~9月の4ヶ月間、揚水量は各地域それぞれ $200m^3/day$ とする。

(3) 計算結果

揚水地点(目安, 河合, 穴開)の地下水位低下および回復の時間的経過を図-3・50に示している。実線は式(3・50)の前者(平地部での地下水かん養が無)の場合であり、破線は後者(平地部での地下水かん養が有)の場合である。ここに、各揚水地点は半径 $100m$ の円領域である(すでに証明済み)。

図-3・50の実線と破線とを比較すると、前者に比して後者は地下水位低下量も小さく、また揚水停止後の水位回復も著しいことを理解することができる。

図-3・51は4ヶ月間揚水後(揚水停止直前)の地下水位低下量の分布を示したものである。

さらに詳細な調査資料については文献(9)を参照されたい。

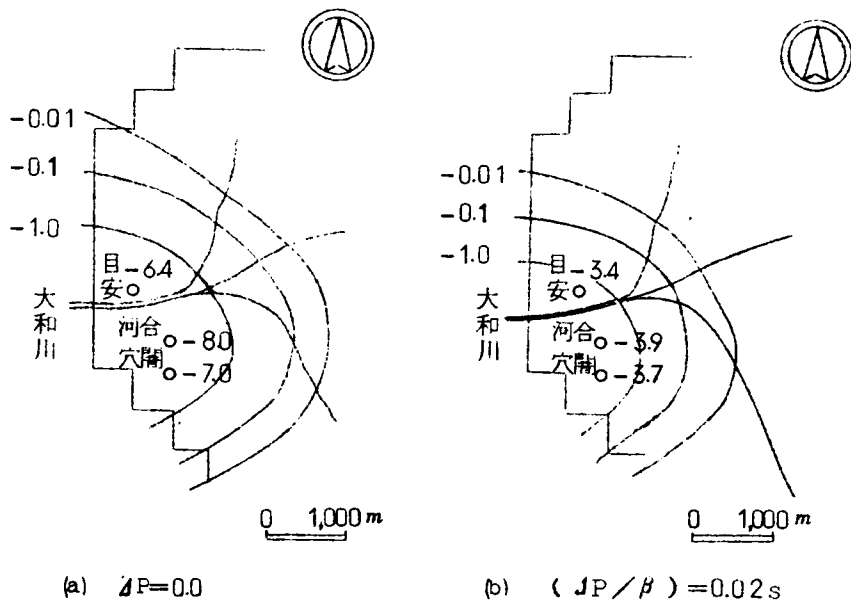


図-3・51 揚水4ヶ月後の地下水位低下量の分布(単位:m)

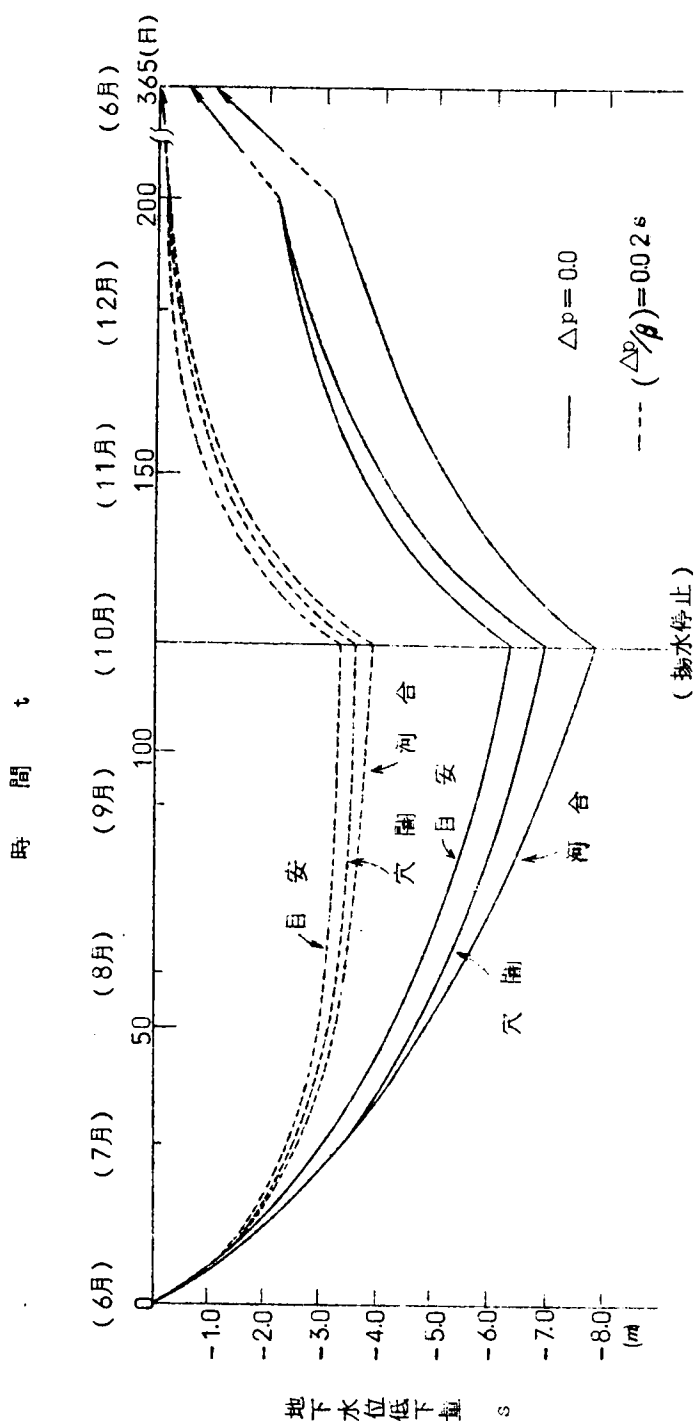


図-3・50 揚水地点 (目安・河合・穴) の地下水位低下と回復

3・6 地下水開発のための調査例¹⁰⁾

3・6・1 調査の目的

奈良県は瀬戸内海に面する兵庫県、香川県などと並んで溜池の最も多い県の一つである。奈良県全体では10,000個以上のかんがい用溜池が存在している。¹¹⁾ この事実は奈良盆地を中心としてこれまでいかに農業用水の確保が困難であり、また、その確保のために大きな努力が払われてきたことを物語るものである。

この奈良盆地は四周を山陵で囲まれ、盆地内では地表水、地下水をとわずすべて降雨からもたらされ、蒸発散を除いては大和川に集まり、王寺町の一部の谷から盆地外へ流下している。

このような現状からして、今後の産業の発展、生活水準の向上に伴う用水需用の増大の対策としての用水確保は地下水の開発に向けられるのは必然であろう。したがって、無計画、無秩序な井戸掘削による地下水揚水が行なわれないためにも大局的な立場から地下水開発可能量の推定を行ない、今後合理的な規制が行なわれるべくその指針を示すことを目的とする。

3・6・2 地質、土質構成

(1) 奈良盆地の概観

奈良県の中央部を東西に横切つて中央構造線が通つている。構造線を境に地質区を内帯と外帯とに分けられている。奈良盆地はその内帯に属し、京都盆地、伊賀盆地、びわ湖等とともに瀬戸内陥落地帯の一部をなしている。奈良盆地は断崖により陥落した地溝盆地であるといわれ、南北30km、東西16km、東側には大和高原、西側には生駒・金剛山脈、北部丘陵、南部山地に四周をかこまれている。

水系は、初瀬川に源をもつ大和川が盆地内の全河川を総括して、王寺より生駒・金剛山脈を横断し、大阪平野に流下している。

奈良盆地の地層、地質、地史などを諸種の文献から考察すると以下のようなものである。¹³⁾

(2) 地質の構成

① 基盤岩類

基盤岩類は奈良盆地をとりかこむ山地の主体をなしているものであり、大和高原、金剛・生駒山脈、盆地南部山地などの主要部がそれである。岩石学的分類はつぎのようになされている。

i) 堆積岩源変成岩類

ii) 侵入岩源変成岩類



図-3・52 奈良盆地とその周辺の地質図(20万分の1・奈良県地質図より)

Ⅲ) 花崗岩類

⑥ 藤原層群

奈良盆地東縁部（大和高原西麓部）に鹿野園から天理市東方まで、およそ6kmにわたって細長く、帯状に分布する地層である。構成物は下部数10mに基盤岩類の礫を含む礫岩、花崗岩質砂岩、泥岩があり、上部100m±に暗灰色凝灰質細粒砂岩である。上層部に海棲動物化石を産し、内海の亜沿岸帯に堆積した地層である。時代は中新世初～中期であると考えられている。

⑦ 二上層群

生駒山脈の南部を大和川が東から西へ横断するところの南側に雄岳、雌岳、春日山、古市山、明神山からなる二上火山群がある。これらより噴出した火山岩と淡水性堆積物が一連の層群を構成している。これを二上層群とよんでいる。奈良盆地周辺での本層群の分布は、ごく局所的であり、前記地域のみである。噴出の時代は中新世～鮮新世初期と考えられている。

⑧ 地獄谷累層

地獄谷累層は大和高原の凹所である奈良市東方地獄谷に局部的に分布している。三笠山東にもその分布がみられる。低地（現在の奈良盆地）においては見られない。

岩相は下部より基底礫岩（5～20m±、円礫、亜円礫）、泥岩砂岩互層（30m、含礫、亜炭）、礫層（10～60m、泥炭砂岩層より漸移に変化、円礫の礫質砂層）、凝灰岩（5～30m）、凝灰質砂岩（10m±）となつている。

巨視的には亜炭を伴う淡水成層といえる。植物遺体を多産する。

地質時代は中新世後期～鮮新世初期とされている。上下層との関係は、不整合であり下位層はおおむね前述基盤層である。

⑨ 佐保累層と白川池累層

佐保累層は奈良市北方の丘陵地帯、白川池累層は藤原層群の西側に分布している。この両層は岩淵川の線で分布をたたれているが、両者とも同じ地層と考えられている。

層厚は最大200m程度と考えられている。礫、砂、粘土を主とする淡水成層であり動物化石はほとんど発見されず、植物遺体が多量に発見されている。その地質時代は鮮新世中期～後期と考えられている。

⑩ 三笠安山岩、その他

三笠山本体を形づくる三笠安山岩の活動は白川池、佐保累層の下部のある層準に行なわれたといわれている。奈良盆地内に三笠山の他に耳成山、畝傍山等の火山がある。

⑪ 洪積層

奈良盆地における洪積層の分布は、奈良盆地東縁部、西ノ京丘陵の末端、金剛山地東縁部の丘陵地域に露出し、段丘礫層、扇状地、古期崖錐などを構成している。

高位洪積層と下位洪積層とに区分することができる。前者はところにより傾斜撓曲しており、造構造運動に参加したことを示している。現在山地となつている高所に点在していることなどはそれを物語っている。

後者はほぼ水平の層をなしているので前者と比較すると地史的意義が明らかとなる。

岩相は礫、砂を主とし、粘土の薄層が不規則に挟在されている。の起源は所により特徴的で、奈良市附近の洪積層は三笠山安山岩の礫、基盤岩の礫を含み、金剛山付近では花崗岩質の礫を含み、その後背地を如実にものがたつている。層厚は場所により差があるが120m程度と考えられている。

⑤ 沖 積 層

奈良盆地の盆地の表面をおおっているのが沖積層である。海拔40～80mの平面を形成し中央部にゆるやかに傾斜している。

層相は多様で横への変化も縦への変化もはげしく、洪積層よりもさらに複雑な相を呈している。

礫、砂、粘土、泥炭（草炭）などよりなる淡水成堆積物である。すなわち河成、沼沢成堆積物である。

沖積層と洪積層との境の識別は、正確にはされ得ない。層厚は不明であるが、沖積世の特徴や奈良盆地の状況から10～20mで盆地周辺部はうすく、中央部ほど厚くなつているものと考えられる。

(3) 地質構造のこれまでの調査例

奈良盆地の地質構造上の大きな特徴は南北性の断層の発達である。とくに連続性に富むものは盆地東縁のものである。金剛・生駒山脈地域では大阪平野側での断層は明らかであるが、東側では明瞭でないところがある。

柳本-長柄間での地震探査の結果によると図-3・53のような地質断面概念図が得られている。¹⁵⁾ 3450m/sのものは基盤岩類で、海面下210～260m、地表面下280～320mにあり、その上位2575m/sのものは第三紀層、層厚140m、西へ傾斜、次の1760m/sのものは鮮新～洪積層と推定されている。

また、三昧田から山口的方向に不連続線が存在している。これを断層と考えると大和高原西縁の断層に連続するものと解釈してもよいと考えられる。伸びの方向はN20°Eである。この断層の東では基盤岩（3450m/s）が浅く、その上に1860m/sのものがあつて、これは

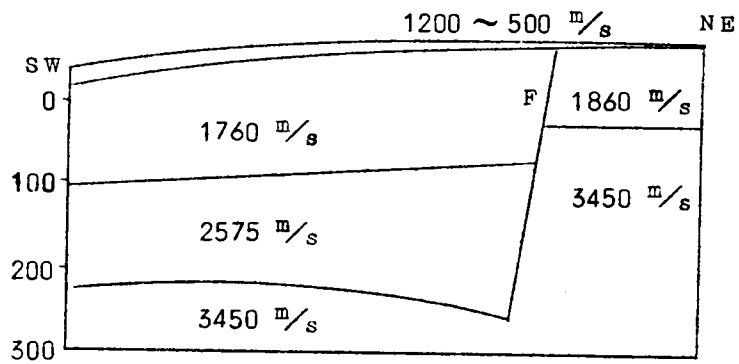


図 - 3 ・ 5 3 (蔵田延男による)

多少異つた値であるが鮮新〜洪積層と考えてもよいであろう。

表面近くは沖積層に当たると思われる地層が7〜20mの厚さで1200〜500m/sの値を示している。

金剛山麓部での電探結果による地下構造推定図の代表的な例は図 - 3 ・ 5 4 である。

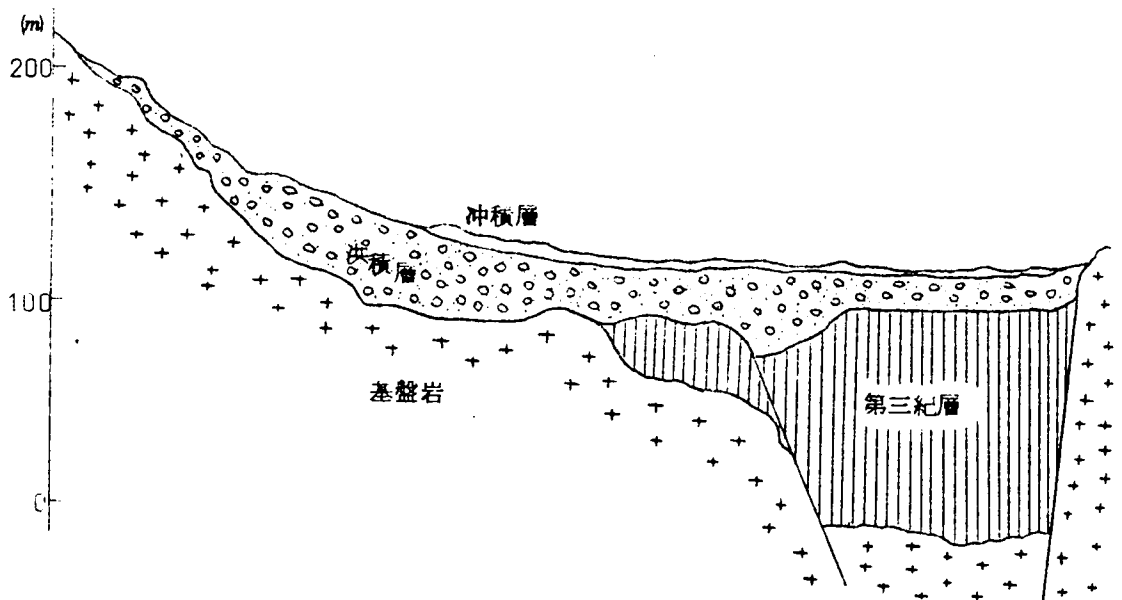


図 - 3 ・ 5 4 (村上政嗣による)

断層作用による凹部に第三紀後期の地層と思われるものが厚く堆積し、その上に洪積層、更にうすい沖積層がのつている。

地質構造上、以上の諸例にもとづいて得られた点を列記すると次のようになる。

- 1) 南北性山脈の西側麓には明瞭な断層崖を確認できるが東側麓にはそれほど明瞭でなく不整合で新期堆積物がのつているところが多い。
- 2) 彎曲も同様な傾向にみられる。南北性山脈の東側麓にも存在している。
- 3) 地表（沖積層部）にはその徴を出していないが、盆地内にも後期堆積物におおわれた南北性断層が存在する。
- 4) 盆地底基盤岩上の後期堆積物下部層は西へ傾斜している。

3・6・3 電気探査による調査

(1) 調査場所

奈良盆地において広域に亘つて電気的地下探査を実施した。それらのうち大和川の支川の合流地帯は地下水流の合流地点でもあるので、とくにこの地域での一連の電気的地下探査（電気探査）のみを示す。図-3・55に探査実施地点を示している。

(2) 電気探査の概要¹⁷⁾

電気探査は(a)自然電流による方法と(b)人為電流による方法とに大別され、後者は大地の比抵抗測定法と誘導電流法に分けられる。

(a)は主として金属鉱床の調査に用いられ、(b)が地質、地下水の探査に応用され、本調査に採用した方法はそのうちの比抵抗測定法である。

地殻を構成する岩石はそれぞれ電気抵抗が異つている。一般に火成岩では花崗岩、石英粗面岩、玄武岩、閃緑岩などの酸性岩は抵抗が高く、かんらん岩、蛇紋岩、玄武岩などは抵抗が低い。また風化の度合、変質の程度によつても抵抗が違ふことはいふまでもない。水成岩（堆積岩）では礫岩、砂岩、石灰岩は一般に抵抗が高いが、粘板岩、頁岩は低い。同じ岩石、地質時代の古いものほど抵抗が高く、風化の度合、変質の程度が影響を与えることは火成岩の場合と同じである。

岩石に水が含まれていると比抵抗は変化し、湿潤な岩石ほど電気抵抗が低い。その水中に電解質が含まれていれば、さらに低くなる。沖積層の場合、水で飽和された砂と粘土では、粘土の方がむしろ抵抗が低いといわれている。地層の種々の層に対する比抵抗の値は表-3・2にも示されてはいるが相当巾広い分布を示しているため単独利用は危険であろう。

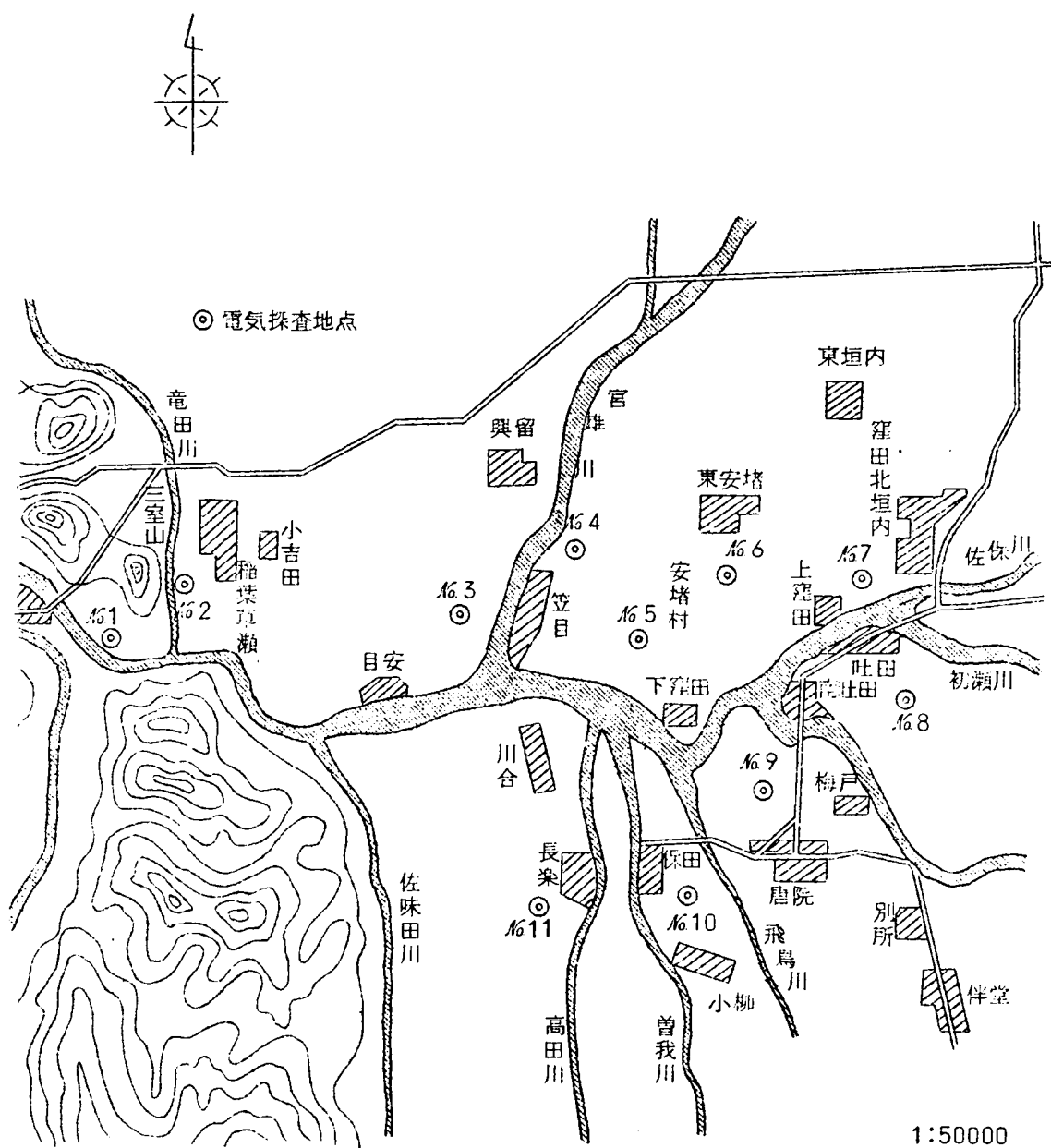


図 - 3・55 電気探査実施地点

表 - 3・2 地層と比抵抗の一般的傾向²⁵⁾

記事	地層, 岩石の種類	組成物質の性質・結晶度あるいは同結度	空隙率の大小	空隙率に対する浸出率の割合	分層分布の均一度	比抵抗の高い水と低い水の入れ替えた場合に生ずる相違の有無	層比抵抗の概略桁 (単位) ($\rho = \text{cm}$)
a	礫層	高い	比較的小	大	低い	なし	} $10^5 \sim 10^7$
b	熔岩	"	一般には比較的小	"	"	"	
c	砂岩	やや高い	"	"	"	多少あり	
d	凝灰岩 風化帯	"	比較的大	比較的小	やや低い	あり	} $10^4 \sim 10^5$
e	砂丘砂 砂層 砂層	やや高い やや低い	中程度	比較的大	やや高い	あり 多少あり	
f	ローム層	低い	大きい	小	高い	なし	} $10^2 \sim 10^3$
g	泥層, 粘土層	"	"	"	"	"	
h	第三紀層 砂岩 泥岩	一般に低い	比較的小 " 大	比較的大 著しく小	" "	" "	} 10^3
i	集塊岩	やや高い	小	"	やや低い	"	10^4
j	火成岩, 変成岩, 中〜古生代水成岩	高い	著しく小	"	一般に低い	"	$\sim 10^5$

比抵抗法の基本原理は地中に電流を流すとほぼ電極間に等しい深さまで侵入するということである。

ゆえに地表あるいは地下のボーリング孔から電流を流し、これを他の地点でとらえ2点間の電位を測定すれば地盤の比抵抗の分布を大局的にとらえることができる。

(3) 測定方法

図 - 3・56のごとく、等間隔に鉄棒を打込んで電極とし、電極 C_1, C_2 間に電流 I を流し、電極 P_1, P_2 間に生ずる電位差 V を読み取る。大地が一様な物質から成っていると大地の比抵抗 ρ は次の式で示される。

$$\rho = 2\pi a \cdot \frac{V}{I} = 2\pi a \cdot R \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 50)$$

ここに a は電極間隔, R は抵抗である。

Wenner の4極法による場合には、探査地点を中心として間隔 a を $1 \sim 2 \text{ m}$ づつ拡大し、おののに対する ρ を測定すれば ρ と a との関係を表わす $\rho - a$ 曲線を得る。

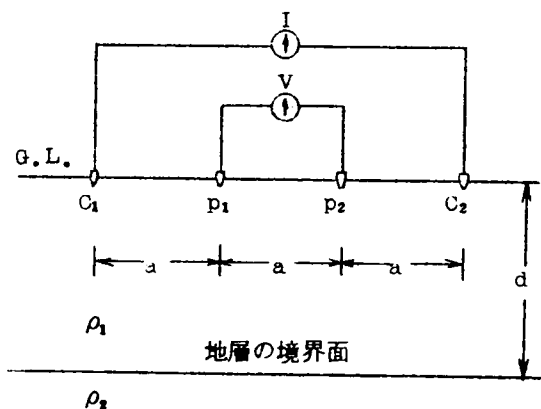


図 - 3・56

$\rho - a$ 曲線を標準曲線に重ね合せ ρ_2 、 d を求めることができる。実際の操作は補助曲線を用いることによつて迅速に行なうことができる。この解析法を標準曲線法とよぶ。

詳しくは専門書にゆずる。¹⁷⁾

(4) 測定結果とその考察

上記の方法によつて測定した結果から描いた $\rho - a$ 曲線の一例が図 - 3・57である。

全く同様に他の地点について $\rho - a$ 曲線を求め、これらの $\rho - a$ 曲線を標準曲線及び補助曲線を用いて解析を行ない、地下各層の厚さと比抵抗値を求めたものが図 - 3・58である。この値をもとに推定した地下柱状図が図 - 3・59である。

この柱状図によればごく比抵抗の小さい粘土層と思われるものは探査地点間でいくらかの連続性が見られ、これを粘土分を多量に含む層と考えてよいであろう。しかしシルト質土として柱状図に描いてあるものは層の厚さが比較的厚いにもかかわらず、500～1,000mの間隔でとつた探査点の間の連続性はほとんど見られない。これらの層はボーリング柱状図からも沖積層にありがちな互層であつて砂、礫、粘土、シルトの数 m 内外の互層をあらわしていると思われる。探査点近くの深井戸さく井資料によつて容易に推定できる。数 m 内外の互層を地下数10mにわたつて詳細に知ることは、もはや地表面からの電気探査では及ばない。

砂層として描かれているものも同様であり、砂層が比較的多い場合は砂層としての比抵抗の値を示すがおそらく複雑な互層であると考えられる。

地下水調査において、地層構成の大勢を把握するのに電気探査が有効な場合も多いが、このように複雑かつ薄い層の積み重ねであれば残された問題は多く、ここではあくまで参考資料に

地下の物質が一樣ならば a の値を増しても ρ の値は変わらないが、ある深さに抵抗の小さい (あるいは大きい) 層があると、 a を増すに従つて ρ は減少する。(あるいは増大する)

地表の比抵抗が ρ_1 で、地表からの深さ d のところに比抵抗 ρ_2 の水平な地層があれば、見掛けの ρ 値がどう変わるかを理論的に計算した曲線を標準曲線と呼ぶ。 a が小さい時は ρ は ρ_1 に等しく ρ_a が大きくなるにしたがつて ρ は ρ_2 に近くなる。実測から得た $\rho - a$

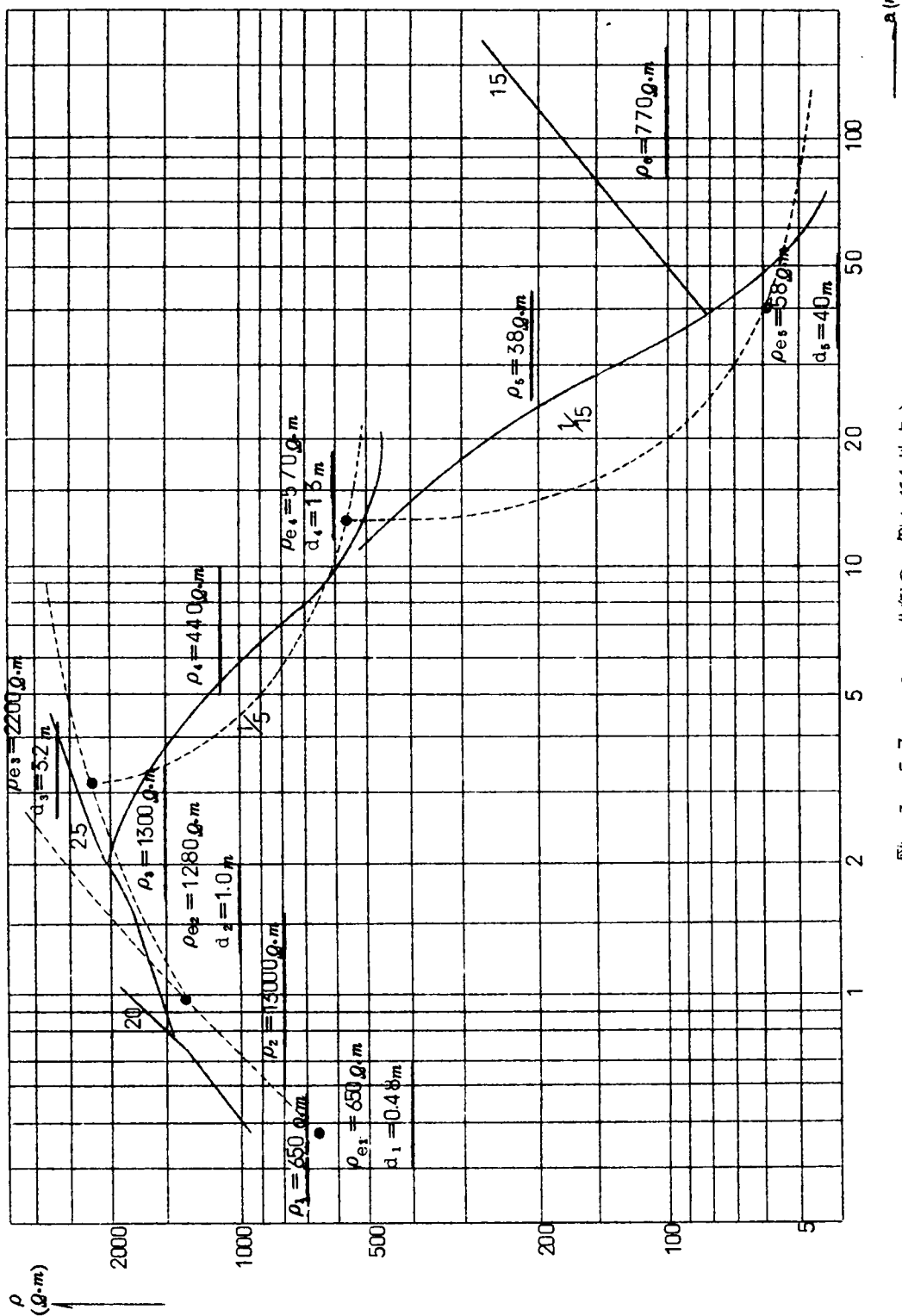


図-3・57 $\rho - a$ 曲線の一例 (No.1 地点)

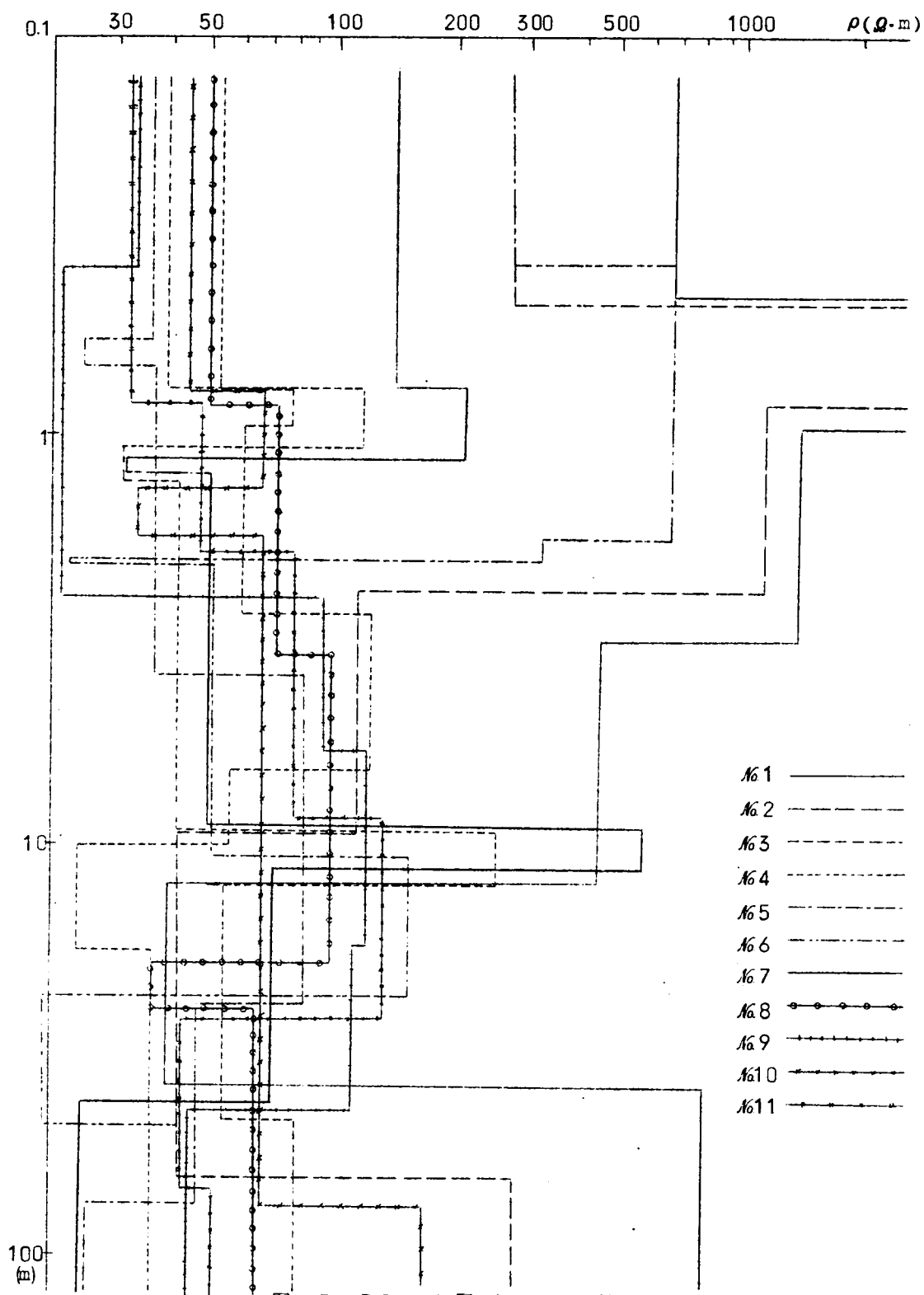


図 - 3 · 5 8 地層の深さと比抵抗分布の一例

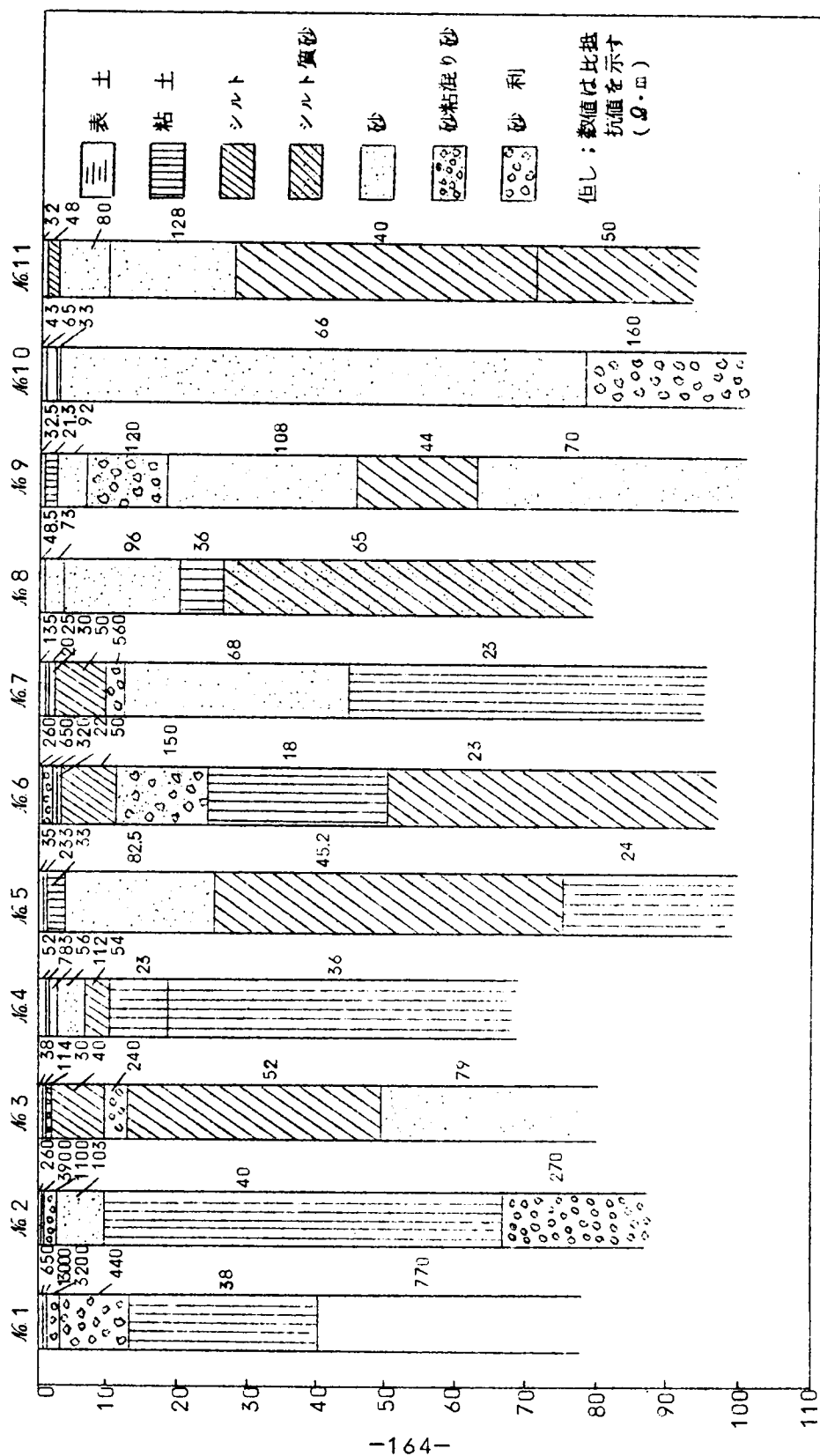


図-3・59 電気探査による推定柱状図

とどめなければならない。

詳細なデータは文献 10) に示している。

3・6・4 地下水の性状

(1) 奈良盆地の水収支

奈良盆地の大局的な水収支を考えると、盆地内には図-3・60に示すように大和川の支川が数多く存在し、これらが合流されて王寺町から生駒、金剛山を横切つて盆地外へ流下してい

る。

王寺町より上流の大和川について考えればその流域面積は表-3・3に示すように約 600km^2 である。

(ただし、竜田川を除く)

また、その流域の全降雨量は年間約 10億 m^3 と積算される。一方、王寺流量観測所における流量観測の結果から、竜田川を除いた年間流量合計は約 5億 m^3 であり、大局的には全降雨量の約 $1/2$ が蒸発散し、約 $1/2$ が流出していることになる。

王寺流量観測所の資料から大和川の渇水流量は約 6t/s で、その流域面積 100km^2 あたり約 $1\text{m}^3/\text{s}$ である。

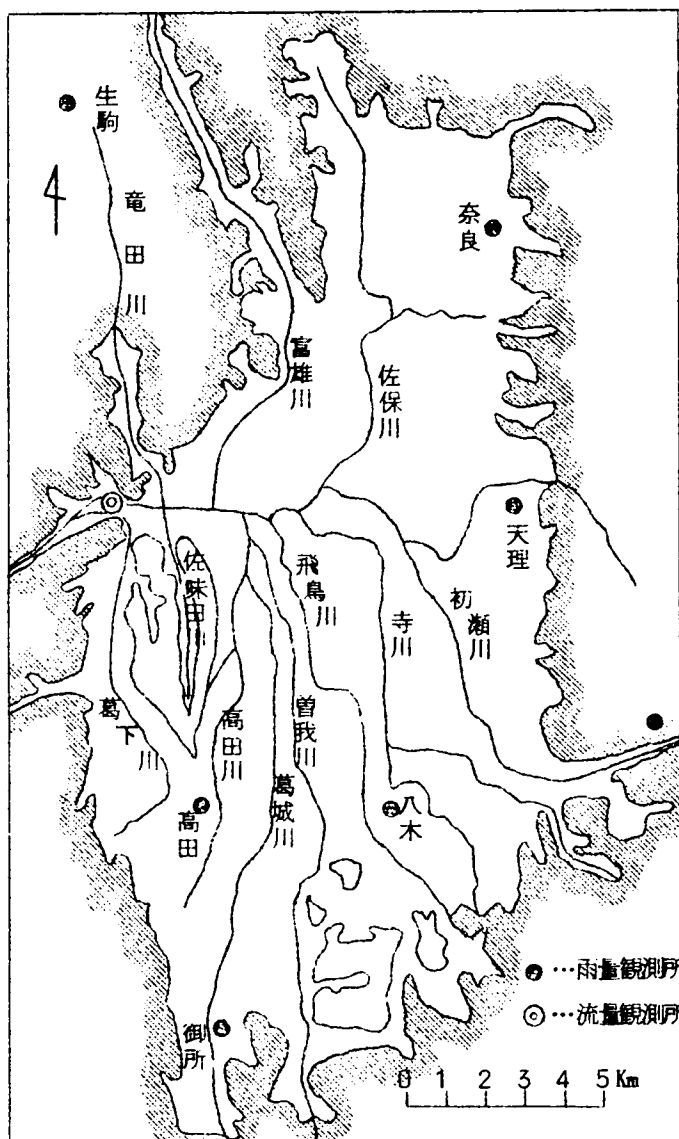


図-3・60 奈良盆地内の大和川の支川

表 - 3 - 3

観測所名	河 川 名	流 域 面 積 (km^2)	年平均雨量 (mm) (昭和30年-34年)	雨量 (10^6mm)
生 駒	富 雄 川	60.2	1923.1	115.8
奈 良	佐 保 川	131.7	1369.1	180.3
初 瀬	初瀬川上流	72.2	1702.9	123.0
天 理	初瀬川下流	43.3	1654.0	71.6
八 木	寺 川	70.9	1364.9	96.8
	飛 鳥 川	30.9	1364.9	54.3
御 所	葛 城 川	166.7	1824.1	304.1
	曾 我 川			
高 田	高 田 川	11.7	1513.6	17.7
	佐味田 川	5.4	1513.6	8.2
計		601.9		971.8

表 - 3 - 4 降 雨 量 (mm)

地名 月	五 条	榛 原	王 寺	天 理	群 山	奈 良	大台原	前 鬼
1月	58.3	50.7	52.5	47.1	47.3	51.4	92.3	98.4
2月	67.2	61.9	60.4	62.5	62.2	60.0	139.7	141.0
3月	97.0	94.2	95.4	93.8	95.2	97.2	224.7	233.2
4月	125.8	115.4	121.8	119.4	122.8	120.9	285.7	286.0
5月	117.6	108.1	115.8	109.8	114.7	112.3	313.7	293.0
6月	207.4	193.4	203.8	195.6	199.2	207.5	431.8	442.7
7月	184.4	177.5	181.8	167.1	170.1	177.5	643.8	537.3
8月	146.5	123.8	116.3	124.5	117.5	115.5	1035.1	663.0
9月	210.7	200.0	178.4	188.9	184.3	187.6	846.7	585.3
10月	141.3	135.5	127.0	137.5	136.6	118.5	459.9	330.7
11月	82.3	82.4	79.9	78.5	75.1	75.3	186.7	169.5
12月	66.6	59.9	58.6	53.8	56.7	57.8	121.4	123.4
計	1505.1	1402.7	1391.7	1382.5	1381.5	1381.5	4781.5	3903.5

(2) 地下水位等高線図

図-3・61は奈良盆地における地下水位等高線図である。

奈良盆地に散在している約300の大字、小字の井戸(約1500本)の水位観測にもとづいて作成したものである。その際、奈良県教育委員会ならびに多くの中学生諸君の協力を得た。大局的には地下水流はすりばち状に盆地の盆地の周囲より中央部に向つて流動しており、盆地の西端部の王寺町付近に集中、大和川より盆地外へ流出している。なお同図に付する数字は地下水位の標高(m)である。

なお奈良盆地の地層構成、とくに透水性に関しては極めて複雑であることはすでに述べたとおりで、層厚が数10センチメートルから数メートル、あるいは10数メートルの透水層、不透水層が櫛目状に交錯し¹⁰⁾、地下水位変動の解析に透水係数、透水層厚さなどを測定して議論することはもはや不可能である。

(3) 準深の値の算定

式(3・4)にもとづいて準深の値を算定するために図-3・61の地下水位等高線図上に流線を描き、図-3・62に示すように盆地全体を15の流路に分割する。

さらに図-3・63に太い実線で示したところを平地と山陵地の境界とし、その内側を521個の正方形(1辺の長さは500m)に格子区分して各節点における準深の値を算定した。

格子節点の番号を図-3・63に、その格子節点に対応する準深の値を表-3・5に示している。

なお、準深の算定に際しては奈良盆地における地下水、透水性に関してつぎのような仮定を用いて解析している。

- 1) 現時点で奈良盆地の地下水流(図-3・61の地下水位等高線図)は定常流であるとみなす。
- 2) 平地部と山地部の境界線上(図-3・63の太線部)で単位巾あたりの地下水流量はすべて等しくその合計を $1.0\text{ m}^3/\text{Sec}$ とし、かつ平地部における地下水かん養量を無視する。

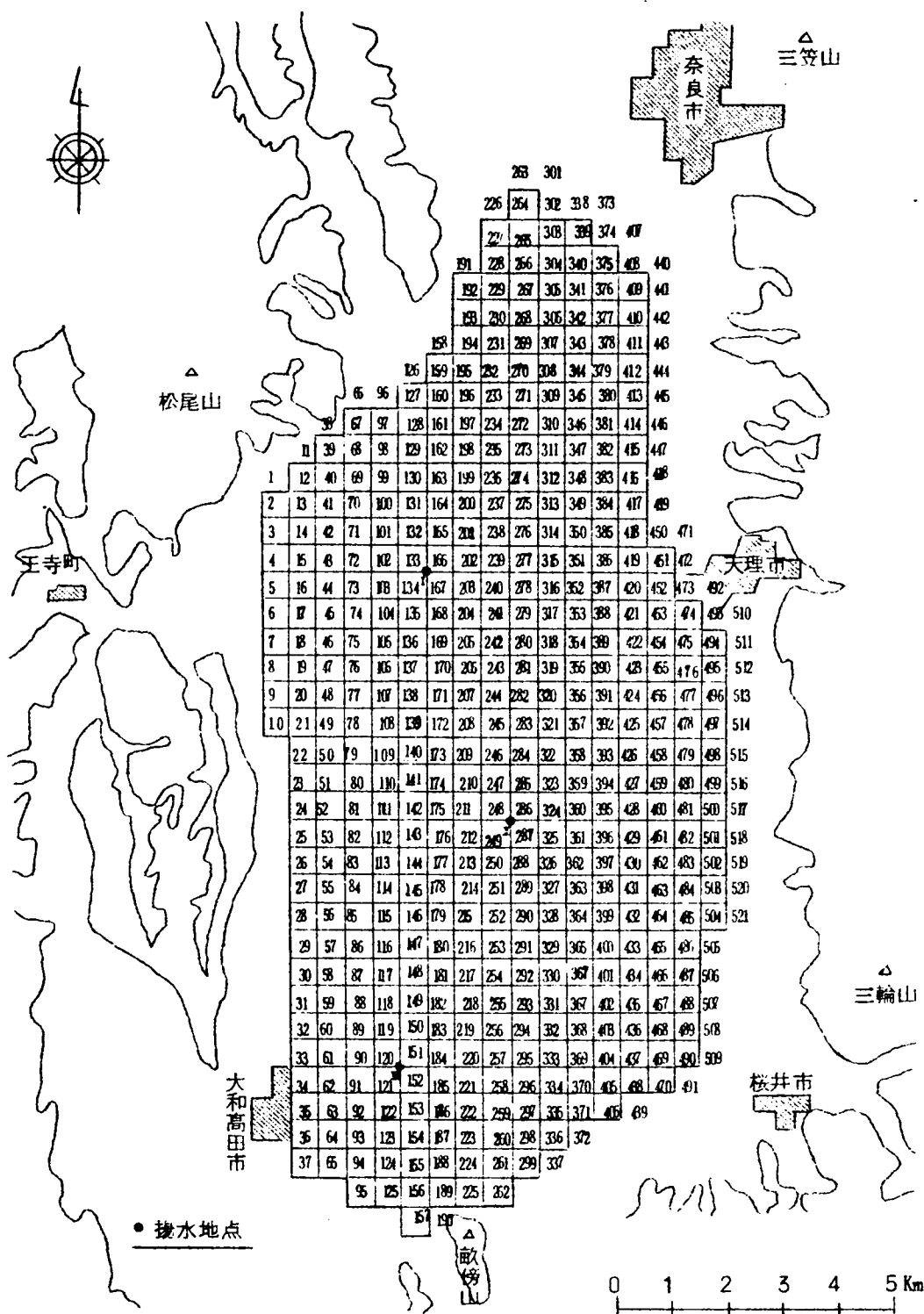


図-3・63 格子区分

表 - 3 . 5

 $k_a = 86.4 \text{ (m/d)}$

節点番号	H (m)	節点番号	H (m)	節点番号	H (m)
1	3.97	37	6.43	73	43.8
2	4.47	38	5.32	74	82.5
3	9.48	39	3.88	75	82.5
4	8.55	40	4.83	76	61.18
5	8.43	41	7.83	77	24.45
6	8.43	42	8.35	78	24.64
7	16.31	43	9.13	79	24.64
8	16.31	44	7.11	80	13.16
9	15.38	45	23.46	81	13.16
10	15.38	46	42.00	82	22.55
11	2.49	47	24.45	83	22.55
12	3.97	48	16.31	84	22.55
13	6.47	49	15.38	85	22.55
14	9.48	50	15.38	86	15.50
15	8.55	51	7.38	87	15.50
16	8.43	52	2.44	88	11.59
17	8.43	53	16.91	89	9.85
18	24.45	54	16.91	90	16.86
19	16.31	55	22.55	91	16.86
20	16.31	56	22.55	92	11.12
21	15.38	57	9.94	93	7.91
22	15.38	58	9.42	94	7.34
23	7.38	59	5.30	95	7.34
24	2.44	60	6.07	96	6.19
25	16.91	61	7.21	97	5.10
26	16.91	62	7.21	98	4.82
27	16.91	63	11.21	99	5.79
28	16.91	64	7.91	100	5.11
29	9.94	65	7.34	101	8.45
30	9.42	66	6.19	102	39.70
31	5.30	67	6.19	103	39.70
32	6.07	68	5.10	104	70.90
33	7.21	69	4.83	105	70.90
34	6.27	70	7.83	106	53.45
35	6.27	71	8.35	107	88.30
36	5.75	72	43.8	108	88.30

節点番号	H (m)	節点番号	H (m)	節点番号	H (m)
109	69.50	148	36.10	187	27.91
110	69.50	149	36.10	188	10.41
111	61.40	150	25.76	189	10.41
112	61.10	151	25.76	190	7.68
113	82.60	152	27.91	191	7.01
114	62.61	153	27.91	192	7.01
115	53.44	154	10.41	193	7.01
116	53.44	155	10.41	194	14.32
117	36.10	156	7.68	195	29.95
118	36.10	157	6.83	196	29.95
119	25.76	158	7.01	197	29.95
120	27.91	159	14.32	198	4.22
121	27.91	160	14.32	199	4.22
122	10.41	161	5.96	200	7.93
123	7.68	162	5.96	201	7.93
124	7.68	163	5.79	202	34.90
125	6.83	164	7.93	203	34.90
126	7.01	165	7.93	204	34.90
127	5.71	166	37.70	205	69.00
128	6.65	167	37.70	206	52.10
129	4.32	168	37.70	207	52.10
130	5.79	169	60.00	208	52.10
131	5.11	170	69.60	209	17.58
132	5.45	171	69.60	210	13.51
133	8.45	172	69.60	211	22.37
134	16.73	173	17.58	212	11.94
135	14.01	174	17.58	213	11.94
136	60.00	175	61.4	214	14.43
137	78.50	176	66.1	215	14.43
138	78.50	177	82.6	216	32.75
139	78.50	178	13.27	217	32.75
140	30.19	179	48.26	218	32.75
141	53.20	180	48.26	219	19.08
142	61.40	181	32.75	220	19.08
143	66.10	182	32.75	221	13.71
144	82.60	183	25.76	222	13.71
145	54.81	184	25.76	223	13.71
146	48.26	185	27.91	224	10.41
147	53.44	186	27.91	225	7.68

节点番号	H (m)	节点番号	H (m)	节点番号	H (m)
226	7.01	264	7.01	302	7.01
227	7.01	265	7.01	303	7.01
228	7.01	266	14.32	304	9.36
229	14.32	267	29.95	305	9.36
230	29.95	268	29.95	306	21.71
231	29.95	269	29.95	307	21.71
232	29.95	270	55.82	308	21.71
233	55.82	271	33.76	309	21.71
234	55.82	272	33.76	310	33.76
235	38.80	273	33.72	311	6.67
236	7.93	274	33.72	312	6.67
237	33.72	275	36.69	313	6.67
238	36.69	276	36.69	314	6.67
239	10.00	277	10.00	315	4.90
240	10.00	278	10.00	316	4.90
241	6.85	279	10.00	317	10.00
242	57.20	280	57.60	318	8.03
243	57.20	281	57.60	319	5.38
244	57.20	282	57.60	320	35.93
245	11.03	283	13.29	321	13.29
246	23.37	284	13.29	322	13.29
247	23.37	285	27.20	323	11.25
248	23.37	286	27.20	324	11.25
249	23.37	287	27.20	325	27.20
250	12.12	288	12.12	326	23.36
251	12.12	289	9.41	327	9.41
252	14.43	290	12.37	328	9.41
253	12.37	291	12.37	329	10.42
254	32.75	292	10.42	330	10.42
255	19.08	293	19.08	331	10.42
256	19.08	294	19.08	332	13.71
257	19.08	295	3.71	333	13.71
258	13.71	296	6.77	334	5.00
259	13.71	297	5.00	335	5.00
260	6.77	298	7.90	336	7.90
261	5.00	299	7.90	337	7.90
262	7.90	300	7.90	338	7.01
263	7.01	301	7.01	339	7.08

節点番号	H (m)	節点番号	H (m)	節点番号	H (m)
340	7.08	378	9.36	416	4.50
341	9.36	379	9.36	417	4.49
342	9.36	380	9.36	418	5.37
343	9.36	381	9.36	419	4.62
344	9.36	382	5.37	420	6.56
345	21.71	383	5.37	421	4.40
346	21.71	384	5.37	422	4.40
347	21.71	385	6.56	423	3.55
348	5.68	386	6.56	424	23.44
349	5.68	387	6.56	425	23.44
350	5.68	388	3.55	426	23.44
351	4.90	389	3.55	427	13.79
352	4.90	390	85.93	428	12.84
353	5.38	391	85.93	429	13.68
354	5.38	392	23.44	430	13.68
355	5.38	393	11.25	431	26.17
356	85.93	394	12.84	432	24.30
357	85.93	395	12.84	433	24.30
358	13.29	396	23.36	434	9.83
359	11.25	397	26.17	435	8.65
360	11.25	398	26.17	436	6.49
361	12.84	399	9.83	437	6.49
362	23.36	400	9.83	438	10.12
363	23.36	401	6.88	439	10.12
364	10.29	402	6.53	440	4.38
365	10.29	403	6.49	441	4.38
366	10.42	404	7.90	442	4.38
367	6.88	405	7.90	443	5.58
368	6.88	406	7.90	444	4.38
369	6.77	407	4.38	445	4.38
370	5.00	408	4.38	446	4.38
371	7.90	409	5.58	447	4.38
372	7.90	410	5.58	448	3.15
373	5.58	411	7.08	449	5.85
374	5.58	412	7.08	450	3.15
375	5.58	413	7.08	451	5.32
376	7.08	414	7.08	452	5.32
377	9.36	415	7.08	453	4.45

節点番号	H (m)	節点番号	H (m)	節点番号	H (m)
454	4.45	477	13.79	500	6.19
455	13.79	478	13.79	501	6.21
456	23.44	479	13.79	502	5.45
457	23.44	480	12.36	503	2.97
458	23.44	481	12.36	504	2.97
459	13.79	482	12.36	505	10.26
460	12.36	483	7.42	506	7.45
461	13.68	484	5.45	507	7.45
462	13.68	485	5.45	508	7.45
463	7.42	486	15.69	509	7.45
464	24.30	487	15.69	510	2.97
465	24.30	488	10.26	511	6.21
466	15.69	489	10.26	512	6.21
467	10.71	490	11.03	513	6.21
468	10.71	491	11.03	514	6.21
469	11.03	492	7.23	515	2.97
470	10.12	493	7.23	516	2.97
471	3.85	494	6.19	517	2.97
472	6.04	495	12.36	518	2.97
473	7.23	496	12.36	519	1.71
474	4.70	497	12.36	520	7.48
475	12.36	498	12.36	521	7.48
476	12.36	499	6.19		

3・6・5 定常地下水流としての解析

(1) 地下水揚水に伴う水位低下の分布

前述のように盆地内の3地域（格子節点番号Ⅰ：166，Ⅱ：286，Ⅲ：151）において地下水揚水を行なう場合を想定する。

（Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ）の各揚水地点で単位（-1m）の水位低下量で揚水を行ない，長期間後に定常地下水流になつた状態を算定し，その地下水位低下量の分布を図-3・64に示す。

なお，解析方法についてはすでに3・4で詳しく述べたとおりである。

定常地下水流にあつては揚水地点の水位低下量とそれに伴う周辺の地下水位低下量が比例することは，前出の式（3・26）をみても明らかである。したがつて，揚水地点の単位水位低下量（-1m）に対する周辺の地下水位低下量をあらかじめ計算しておくことによつて揚水地点の水位低下量が α 倍となつたときの結果（揚水量も α 倍となる）を容易に求めることができる。

(2) 地下水揚水量と水位低下量

地下水揚水量は前出の式（3・22）によつて求める。

$$Q_0 = \pi k_a \sum_{j=1}^4 (H_j + H_0) (f_j - f_0) / \ln(r_j / r_0)$$

$$= \frac{k_a}{2} \sum_{j=1}^4 (H_j + H_0) (f_j - f_0) \dots\dots\dots (3 \cdot 22)$$

ここに，添字0は揚水地点，1～4は揚水地点を囲む4格子節点の各値を示す。ここで $r_j = 0.5 \text{ km}$ ， $r_0 = 0.1 \text{ km}$ である。

揚水地点の地下水位を種々に変えたときの揚水量を表-3・6に示す。

表-3・6 揚水地点の揚水位と地下水揚水量

揚水地点 の番号	揚水量 ($m^3 / \text{日}$)		
	$\Delta h_0 = -5.0 \text{ m}$	$\Delta h_0 = -10.0 \text{ m}$	$\Delta h_0 = -20.0 \text{ m}$
Ⅰ	13,400	26,800	53,600
Ⅱ	9,600	19,200	38,400
Ⅲ	10,700	21,400	42,800
計	33,700	67,400	134,800

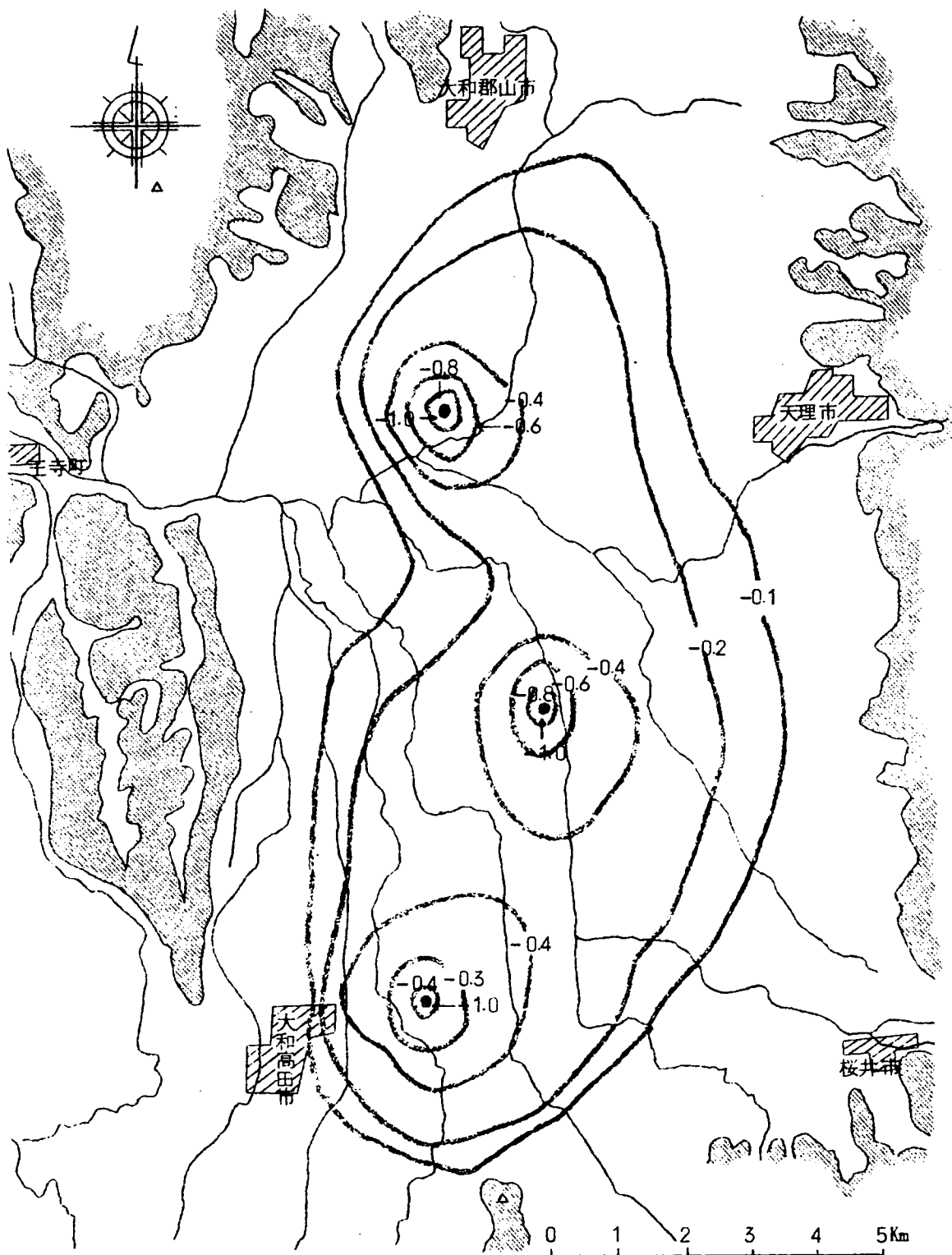


図 - 3 ・ 6 4 単位揚水位 (-1 m) に対する地下水位低下量の分布

たとえば揚水位を各地点（Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ）で20倍の（-20m）にした場合には表-3・6の20倍の揚水量，すなわち13.5万t/dとなる。

3・6・6 地下水位低下影響圏の解析

奈良盆地北西部の大和川が流出している王寺町付近での地下水開発と，それに伴う地下水位低下の影響について考察してみる。

2・3で述べた準1次元地下水流としての地下水位変化の解析方法を準2次元地下水流の場合に拡張して用いる。

(1) 基礎式

基礎式ならびに解析方法については，2・3の拡張であるので準1次元地下水流の場合に準じて考えることができる。その概要はつぎのとおりである。準2次元地下水流における準深はすでに式（3・4）で定義した。

$$H = (Q/k)_a \cdot \frac{1}{ib} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 4)$$

いま，水位低下によつてHが（H-ΔH）に減少しそれによつてiが（i+Δi）に増大したとすると式（3・4）から計算式（3・51）を導くことができる。

$$\begin{aligned} i + \Delta i &= (Q/k)_a \cdot \frac{1}{b(H - \Delta H)} \\ &= (Q/k)_a \cdot \frac{1}{b(H - \alpha \Delta h)} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 51) \end{aligned}$$

ここに， $\alpha = (\Delta H / \Delta h)$ である。

式（3・51）は準1次元地下水流の解析方法での式（2・15）に相当するものであり，流線網における流路の巾bの項を導入した点のみが異つている。

(2) 解析の順序

2・3・2の解析順序に準じて行なう。

- 1) 地下水位等高線図上に流線網を描き，隣り合う2流線間の流路を考える。
- 2) 流路の中心線の縦断面をとり，前出図-2・9のような地下水位形を描く。

同時に流路の巾bを測る。

- 3) 地下水位勾配iを計算し，前出図-2・10のように水平距離xと地下水位勾配iの相関図を描く。

4) $(Q/k)_a$ および準2次元地下水流の準深 H を求める。

$$(Q/k)_a = h_a \cdot i_e \cdot b_a$$

なお奈良盆地における準深はすでに表-3・5に示すように計算済みである。

5) 以上の各値を式(3・51)にそう入し、2・3・2(5)に準じて順次上流に向つて計算をすすめる地下水位低下後の地下水位形を求める。

その他、差分のとり方など2・3の場合に準じて容易に考察することができる。

(3) 解析結果

前出の図-3・62の地下水位等高線図の地下水位35mの等高線上で地下水位を5.0mあるいは2.5m低下させた2者の場合を想定する。

図-3・62に示す流線網から $M_1 \sim M_{15}$ の15流路を設定し、各流路について上記境界条件のもとに地下水位低下後の水位形を求めた。それらの結果の一例を図-3・65(k)~(l)に示し、また計算表の一例を表-3・7に示している。

以上の結果を総括したものが図-3・66に示す地下水位低下影響圏図である。

同図に示すような地下水位低下量分布になつたときもとの地下水貯留量がどれ程減少したかを概算してみると表-3・8に示すように $\beta=0.2$ と仮定して実に3,642万tにも達し、地下貯留量がいかに莫大なるものであるかを再認識することができる。

表-3・8 地下水位低下による地下貯留量の減少量 ($\beta=0.2$ の場合)

断	面	貯留量の減少量 (m^3)
M_1	1	1.660×10^3
	2	760 "
	3	1,980 "
	4	2,030 "
	5	2,970 "
	6	3,660 "
	7	4,960 "
	8	1,390 "
	9	1,580 "
	10	1,860 "
	11	2,580 "
	12	2,950 "
	13	3,280 "
	14	2,920 "
	15	1,840 "
計		36420×10^3

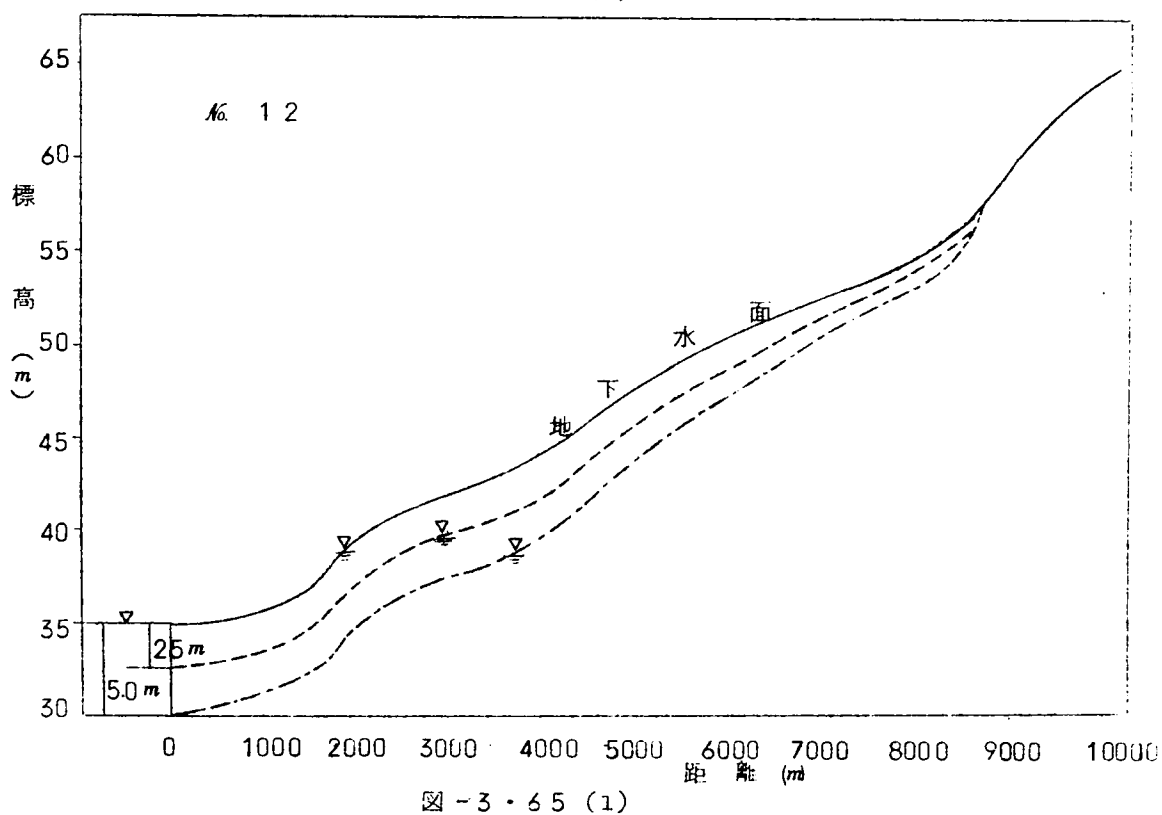
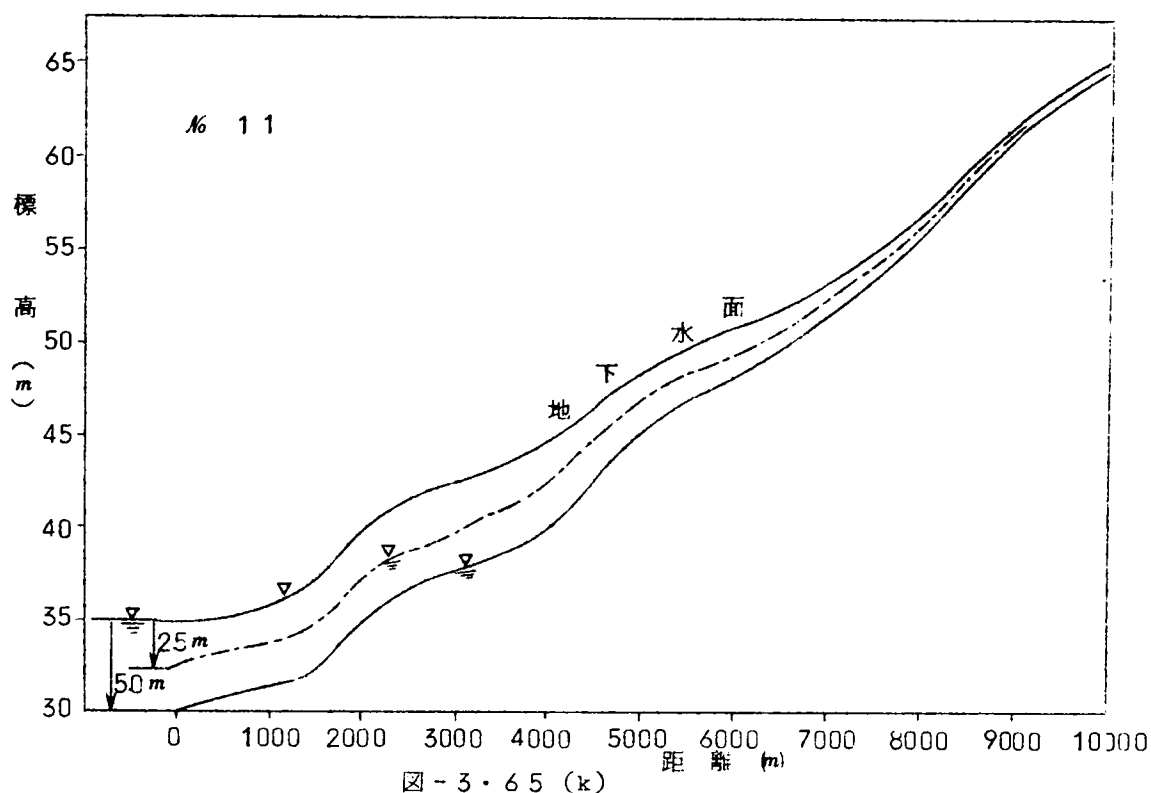


表 - 3 ・ 7 地下水水位低下解析表の一例 (断面 No 12)

x (m)	$\frac{1}{i}$	$\left(\frac{q}{k}\right)a\left(\times\frac{1}{100}\right)$	$b\left(\times 250(m)\right)$	$\frac{b_0}{b}$	$\frac{q}{ka b}\left(\times\frac{1}{100}\right)$	H (m)	Δh (m)	$H - \Delta h$ (m)	$i'\left(\times\frac{1}{1000}\right)$
0	7.81	2.12	0.35	16.3	34.6	270.0	5.0	265.0	1.31
250	8.33	"	0.35	16.3	34.6	288.0	5.0	283.0	1.22
500	8.33	"	0.35	16.3	34.6	288.0	5.0	283.0	1.22
750	8.33	"	0.35	16.3	34.6	288.0	5.0	283.0	1.22
1,000	5.56	"	0.40	14.3	30.3	168.0	5.0	163.0	1.86
1,250	3.50	"	0.30	19.0	40.2	141.0	5.0	136.0	2.96
1,530	2.10	"	0.40	14.3	30.3	63.6	5.0	58.6	5.17
1,750	2.07	"	0.35	16.3	34.6	71.6	4.9	66.7	5.19
2,050	3.33	"	0.30	19.0	40.2	134.0	4.8	129.2	3.11
2,250	3.57	"	0.30	19.0	40.2	143.0	4.8	138.2	2.91
2,500	5.00	"	0.30	19.0	40.2	201.0	4.8	196.2	2.05
2,750	5.57	"	0.30	19.0	40.2	224.0	4.8	219.2	1.83
3,140	5.14	"	0.40	14.3	30.3	158.0	4.8	153.2	1.98
3,500	4.17	"	0.52	11.0	23.3	97.2	4.8	92.4	2.52
3,750	3.85	"	0.65	8.77	18.6	71.6	4.8	66.8	2.78
4,000	3.45	"	0.95	6.00	12.7	43.8	4.7	39.1	3.25
4,190	2.82	"	1.45	3.93	8.33	23.5	4.7	18.8	4.43
4,500	2.71	"	1.95	2.92	6.19	16.8	4.4	12.4	4.99
4,880	3.59	"	2.45	2.33	4.94	17.7	3.9	13.8	3.58
5,250	4.17	"	3.20	1.78	3.77	15.7	3.6	12.1	3.11
5,500	4.00	"	3.30	1.73	3.67	14.7	3.4	11.3	3.25
5,840	4.10	"	3.80	1.50	3.18	13.0	3.2	9.8	3.25
6,250	3.85	"	4.50	1.27	2.69	10.4	2.9	7.5	3.59
6,500	4.12	"	5.00	1.14	2.42	10.0	2.6	7.4	3.27

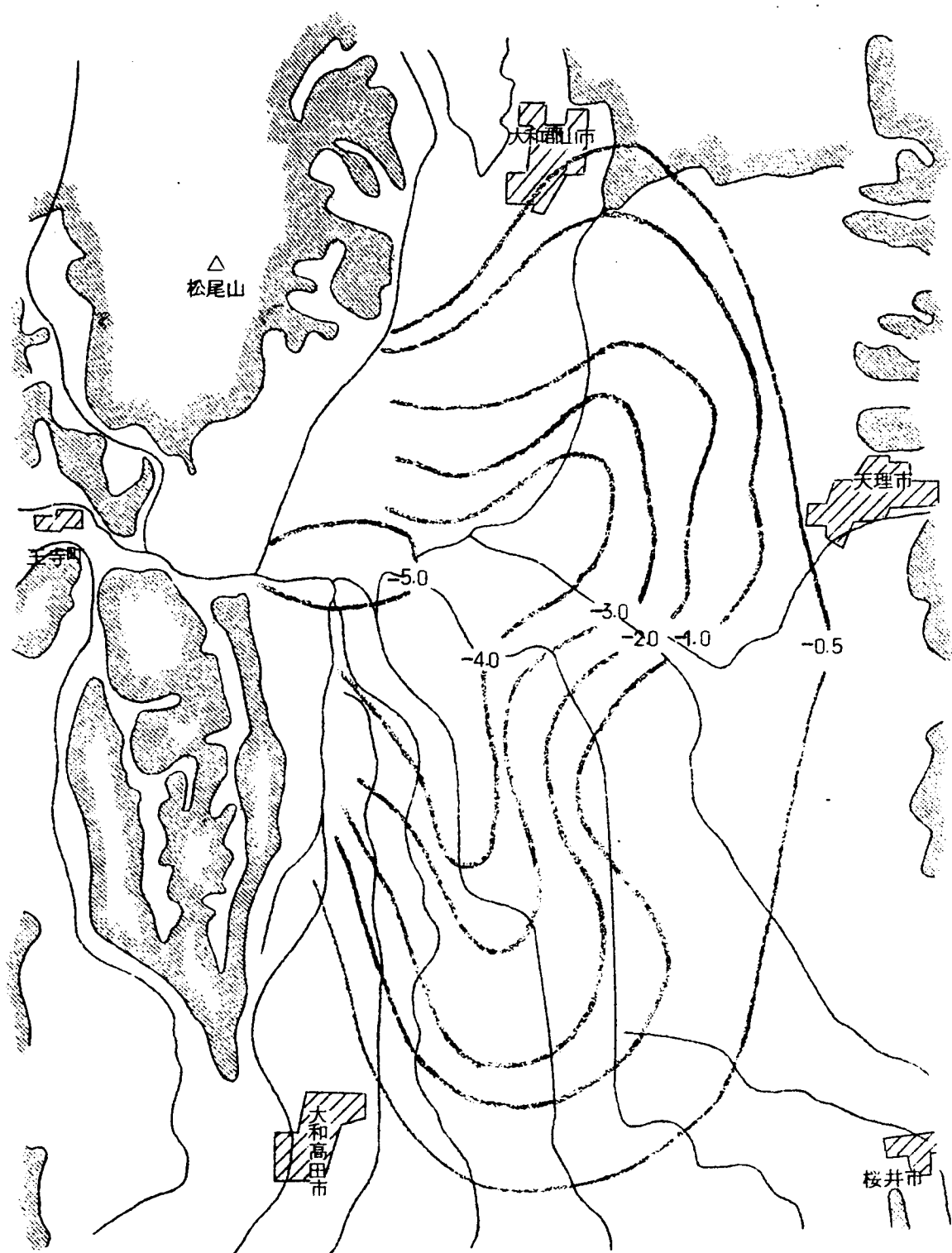


图-3·66 地下水位低下影響圈图 (单位: m)

4・6・7 非定常地下水流としての解析²⁰⁾

4・6・5 定常地下水流としての解析で揚水地点 (I, II, III) を想定したが, ここでは同地点での地下水揚水に伴う周辺の地下水位の時間的変動について検討する。

(1) 境界条件

揚水地点 (I, II, III) 付近の格子区分の節点番号を図-3・67に示し, そのうちの◎点を揚水地点に対応させる。各節点の準深の値を表-3・9に示す。なお準深の計算方法, 計算条件についてはすでに4・6・4で詳しく述べており, また奈良盆地全体の準深の値の分布についても前出の表-3・5に示した。

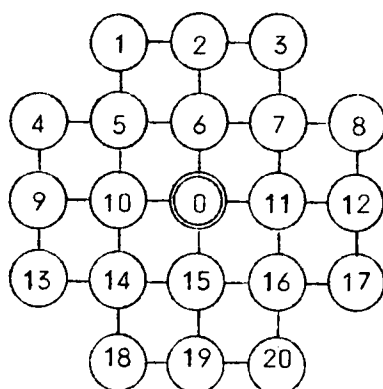


図-3・67 揚水地点付近の格子区分の番号

表-3・9 揚水地点◎付近の準深の値 (単位: m)

節 点	(a) I 付近	(b) II 付近	(c) III 付近	節 点	(a) I 付近	(b) II 付近	(c) III 付近
①	5	2 3	3 6	⑪	3 5	1 1	2 6
②	3	1 3	3 6	⑫	1 0	1 1	1 9
③	8	1 3	3 3	⑬	4 0	1 2	1 7
④	9	1 3	1 0	⑭	1 7	2 3	2 8
⑤	6	2 3	2 6	⑮	3 8	2 7	2 8
⑥	8	2 7	2 6	⑯	3 5	2 7	2 8
⑦	3	1 1	2 6	⑰	1 0	1 3	1 4
⑧	3 7	1 1	1 9	⑱	1 4	1 2	1 0
⑨	4 0	2 3	1 7	⑲	3 8	1 2	2 8
⑩	9	2 3	2 8	⑳	3 5	2 3	2 8
◎	3 8	2 7	2 6				

(2) 揚水量が一定の場合の地下水位変動

各揚水地点 (I, II, III) で $10,000 \text{ m}^3/\text{d}$ の揚水を行なった場合の地下水位低下量の時間的变化をそれぞれ図-3.68, 図-3.69, 図-3.70に示している。地下水位低下曲線に付す番号は図-3.67の対応する各接点の地下水位変動であることを示す。図-3.68~3.70の横軸の時間(日数)は $\beta=0.2$, $k_a=86.4 \text{ m/d}$ に対応するものである。

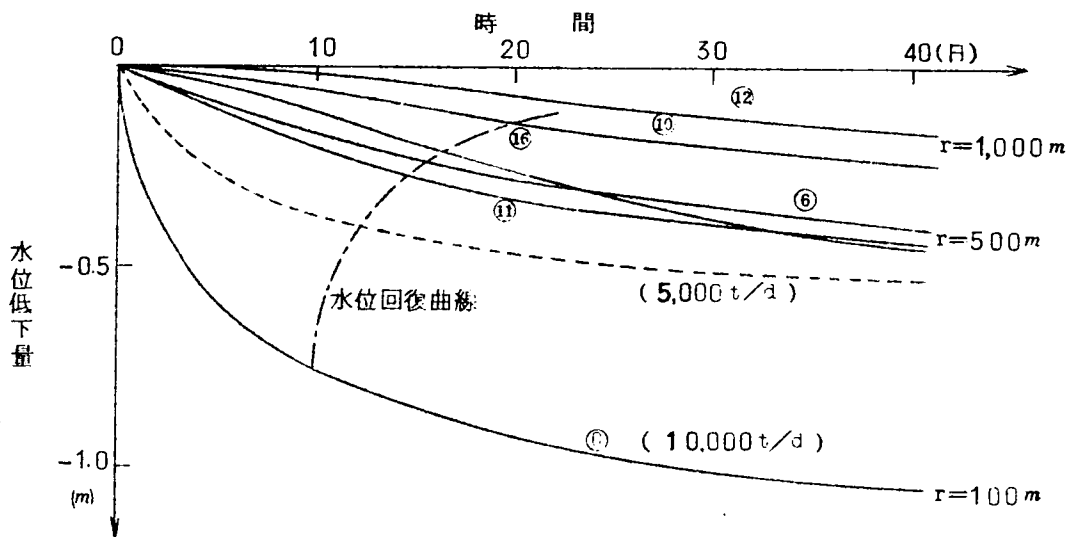


図-3.68 揚水地点 I 付近の地下水位低下

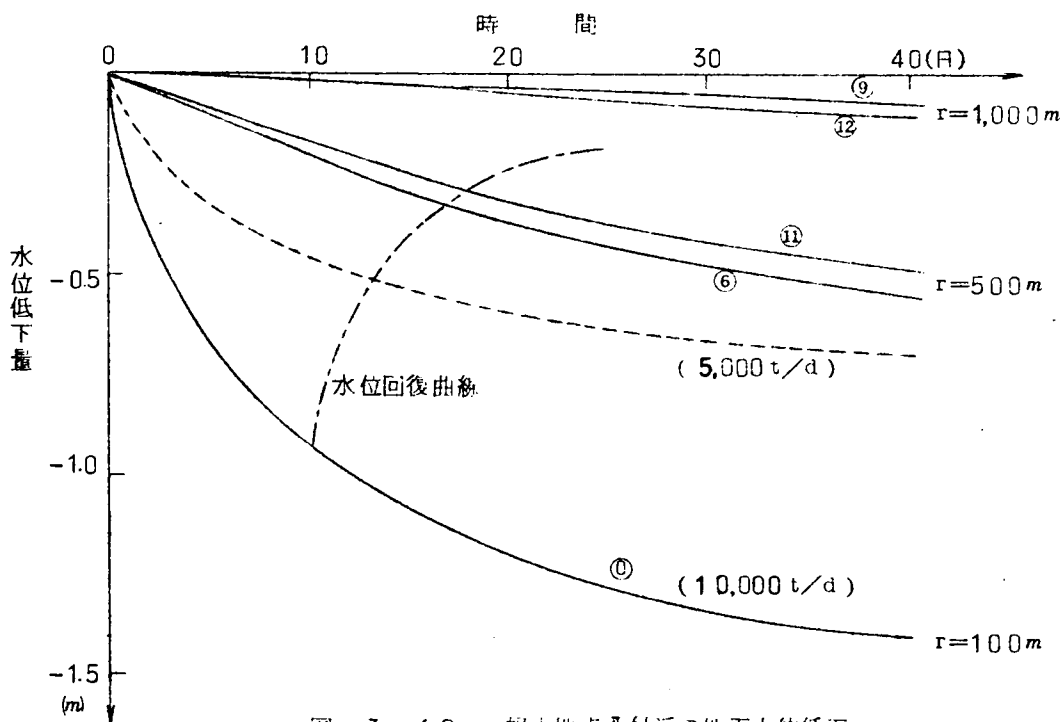


図-3.69 揚水地点 II 付近の地下水位低下

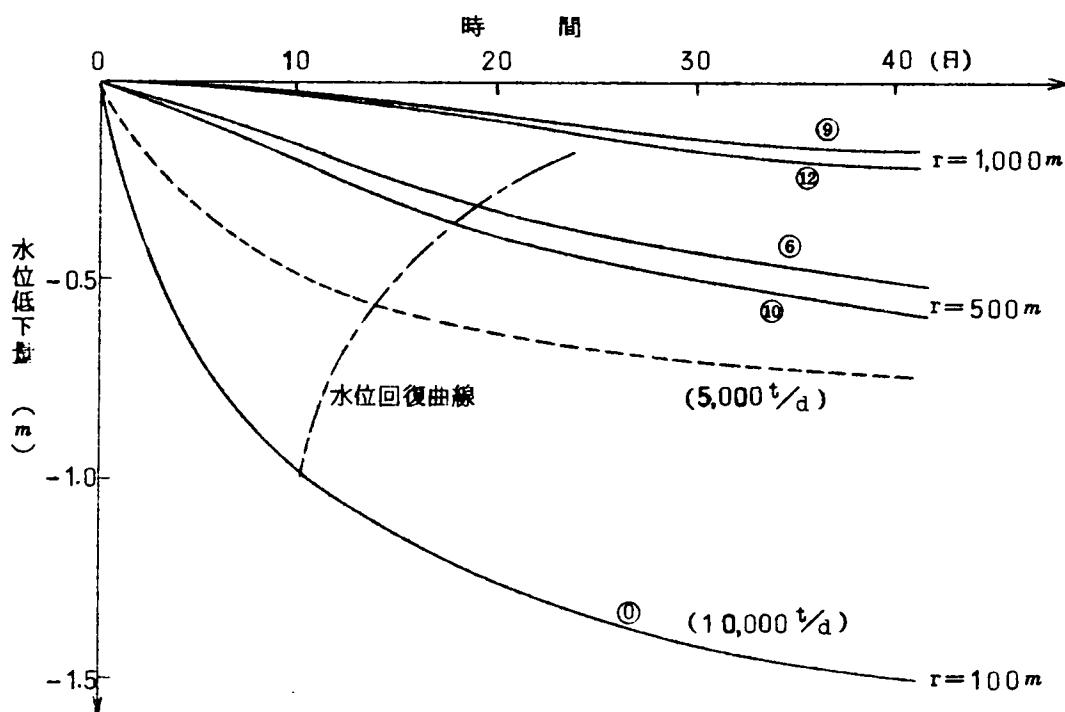


図 - 3 . 7 0 . 揚水地点Ⅱ付近の地下水位低下

同図で破線で示しているのは揚水量 $5,000 \text{ m}^3/\text{d}$ の場合であり水位低下量は $10,000 \text{ m}^3/\text{d}$ の場合の $1/2$ となる。すなわち地下水位変化によつて準深の値が不変の場合揚水量と水位低下量とは比例関係にあり、異つた揚水量に対する水位低下量をこれらの図から容易に算定できる。また1点鎖線で示す曲線は揚水を停止させた場合の水位回復曲線である。

つぎに、 β が異つた値をとるとき水位低下量がどのように変るかを考えてみると、前出の計算式 (3.30) ~ (3.32) から明らかなように β の値が n 倍になれば 図 - 3.68 ~ 3.70 の横軸の目盛を n 倍のスケールでとればよい。すなわち、地下水位変動の伝播速度は $1/n$ となる。

また、準深の算定の際に仮定した周辺よりの地下水流入量(今回は $1.0 \text{ m}^3/\text{SEC}$)のとり方による地下水位変動量の結果については以下のように理解することができる。地下水流入量が n 倍になれば、当然 H が n 倍になるか、または k_a が n 倍にならなければならない。この場合には図 - 3.68 ~ 3.70 の横軸の目盛を以前の $1/n$ 倍のスケールでとり、さらに縦軸の地下水位の目盛りを n 倍のスケールでとればよい。すなわち、水位変動の伝播速度は n 倍となり、水位変動量は $1/n$ となる。以上の考察から、地下水揚水量 Q_p , β , H (または k_a) などが異つた値をとる場合の地下水位変動量をも図 - 3.68 ~ 3.70 から容易に算定することができる。

図-3・71は各揚水地点の水位低下量を半対数紙にプロットして長時間後の水位低下量を推定したものである。

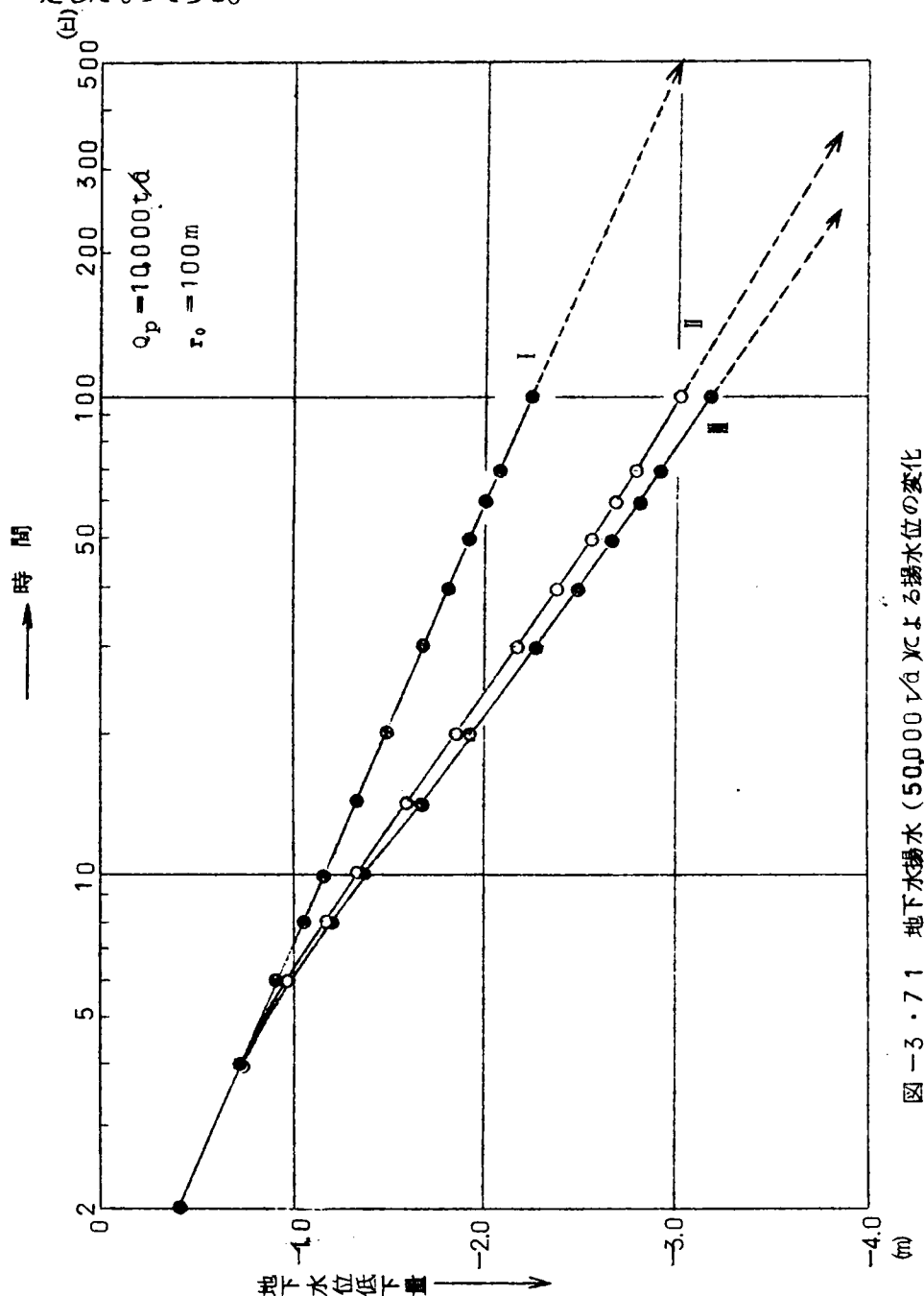


図-3・71 地下水揚水 (50,000 t/d) による揚水位の変化

(3) 揚水位が一定の場合の地下水位変動

各揚水地点における地下水位低下量 Δh_0 を一定 (-5.0 m) に保つときの周辺の地下水位の時間的変化を計算し、その結果を図-3・72, 図-3・73, 図-3・74に示す。

Δh_0 が n 倍になれば周辺への影響も n 倍となり，したがって縦軸のスケールを $1/n$ にとればよい。また， β あるいは H (または k_a) が異なった場合については横軸のスケールを変えることによって同様に算定できる。すなわち β が n 倍になれば地下水位の伝播速度は $1/n$ となり， H (または k_a) が n 倍になれば伝播速度も n 倍となる。

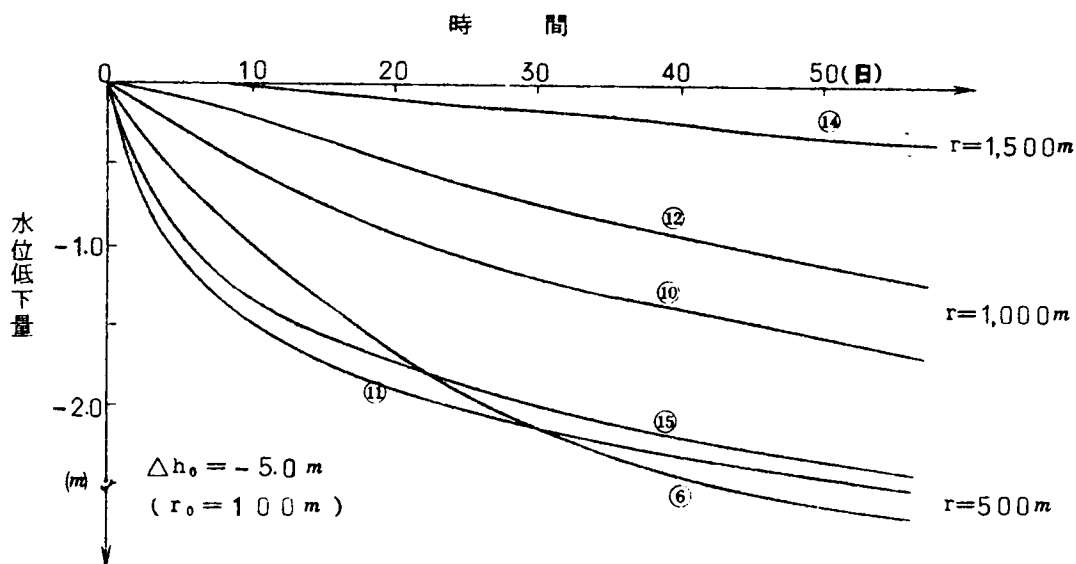


図-3・72 揚水位(地点Ⅰ)が一定の場合の地下水位低下

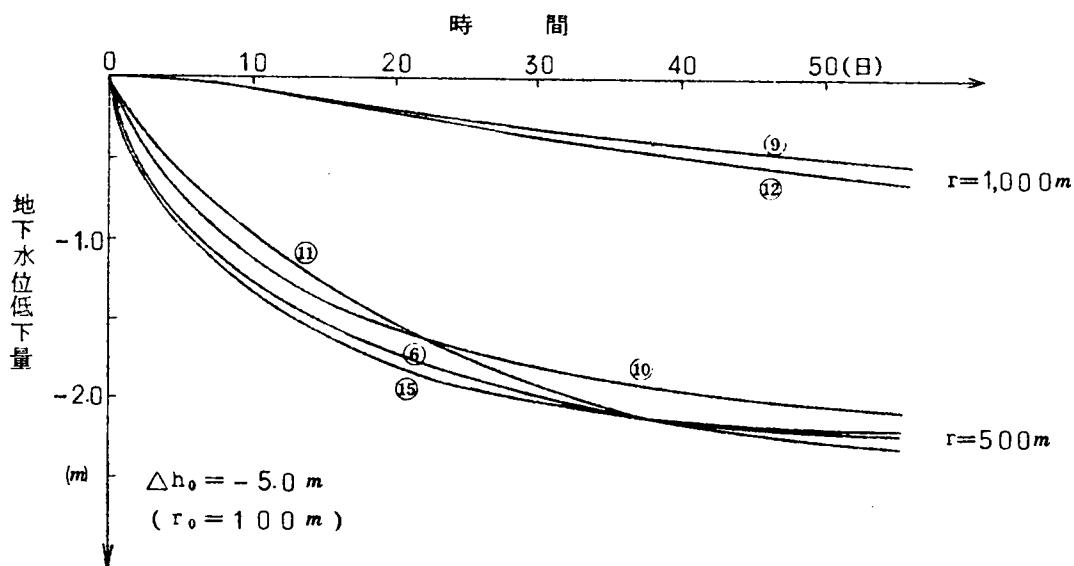


図-3・73 揚水位(地点Ⅱ)が一定の場合の地下水位低下

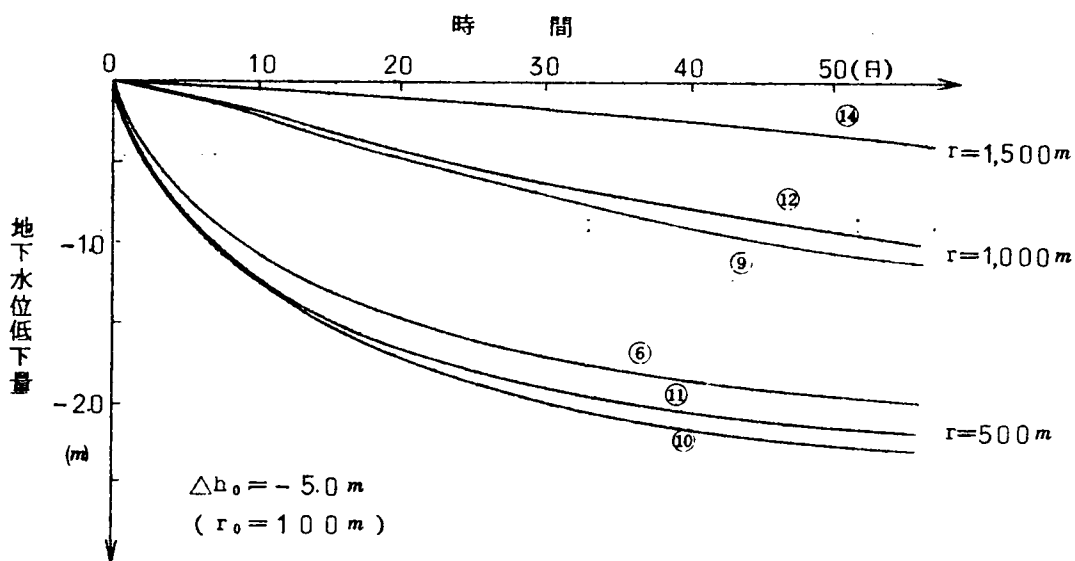


図 - 3・74 揚水位 (地点 II) が一定の場合の地下水位低下

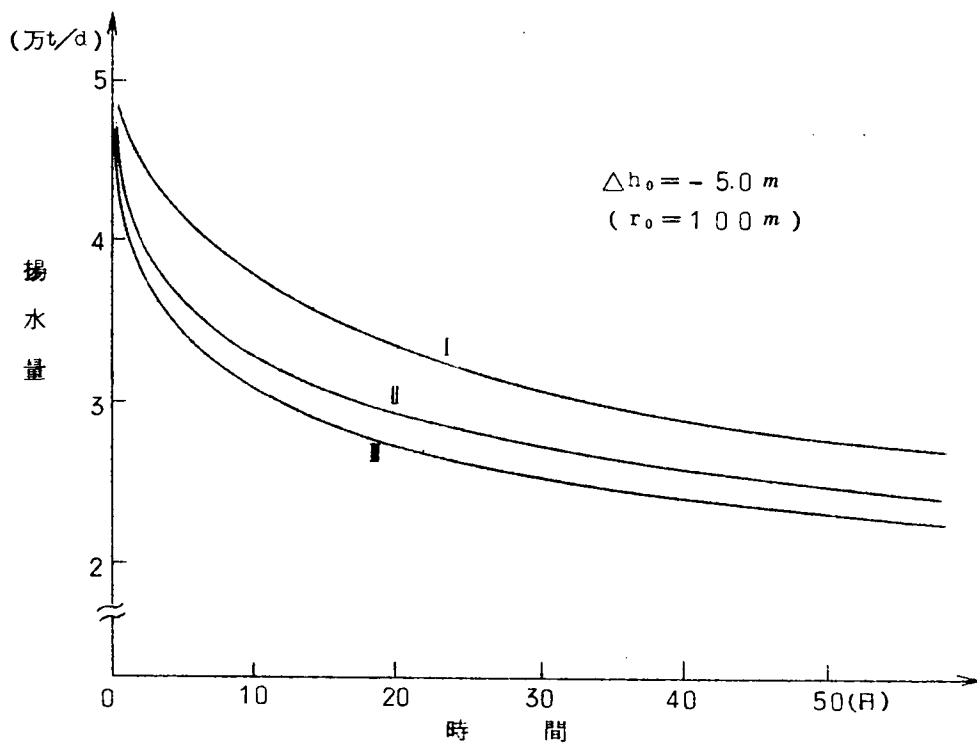


図 - 3・75 揚水位一定の場合の地下水揚水量

揚水地点の水位低下量を一定に規制しながら揚水する場合の揚水量の時間的変化の形を推定したものが図 - 3・75である。ただし、計算には揚水地点の中心より500m以内は準定常状態となつているものと仮定し、地下水揚水量の算定には前出の式(3・22)を用いている。

$$Q_p = \frac{k_a}{2} \sum_j (H_0 + H_j) (f_j - f_0) \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 22)$$

ここに、 H_0 ：揚水地点の準深、 H_j ：揚水地点を囲む4格子節点の準深($j=6, 10, 11, 15$)である。式(3・22)は準定常状態と仮定しているために厳密解ではない。ここでは地下水流入量の変化の形をみることが目的である。

(4) 考 察

以上の奈良盆地における解析例のなかでつぎの諸点について考察する必要がある。

その一つは β の値のとり方である。 β は揚水による地下水位低下量、およびその伝播速度に関係する重要なファクターの一つである。井戸による揚水試験の結果によれば土の空げきという観念から推測される値よりはるかに小さい値を示すことが多い。とくに自由地下水の場合の揚水試験の Theis の理論における β は明らかに土の空げきを頭に描いて導かれるべきものであり、保水率 α とえば図 - 3・47などを考慮しても説明し得ない場合が多い。この矛盾の生じる原因を明確に把握することができれば、広域地下水の場合の β のとり方についての解答が得られるのであるが現段階では定説はないようである。筆者はいくつか考えられる原因のなかですでに3・5・7でも考察しているように水平方向に層状をなす地層構成に起因するものと考えている。すなわち局所的な地下水位の変動ではパイプ中を圧力が伝播する様にその速度は大きくなる。しかし広域地下水の長期に亘る変動に対しては有効空げき率的な考え方が妥当であると考えている。

つぎに地下水のかん養に対する問題がある。たとえば、図 - 3・62の地下水位等高線図は浅井戸を対象とした地下水位調査から作成したものであるが、深層地下水に対しては必ずしも満足されているとは限らない。しかしながらここでは、両者の地下水流の大勢は大差ないという立場をとっている。なぜなら前にも述べたとおり、浅層、深層が不透水層で画一的に区別しうるものではなく、比較的薄層が交錯して全体としての帯水層を形成しており、また長時間の変化に対しては一体と考えることによる大過はないと考える。この点については第2章でいくつかの検討、考察をしている。ただ、地下水位変化による地下水かん養量の増減に関して定量的な把握を望むことは現段階では極めて難しいといわねばならない。しかし、これはまた地下水開発、地下水位低下にとつて大きい意味をもつことを3・5・5、3・5・7でも明らかにした。今後の地下水位変動の観測資料の集積とその解析に待たねばならない。こうした意味に

において、本解析法による結果を今後の実測資料に照らし合わせ、より詳細に検討することによって地下水のかん養状態がより正確に把握されうるものと考えている。

3・6・8 現在と将来の水利用の考察

(1) 用水と水循環

奈良盆地における現在の用水循環を模式図にしたものが図-3・76である。盆地内およびその周辺の集水域内の山間部に降った雨は直接河川に流出する部分と地下に浸透して地下水になる部分、そして溜池に集水され貯溜される部分とに大きく分けることができる。

河川から流出される部分は量的には無効放流されている割合がその多くを占める。もちろん、主要河川と云えば大和川およびその支川であるが、集中的な降雨によつて一時的に流出するためである。用水のためのダムを建造するに適した地点も少なく、無効放流もある程度やむを得ないといえよう。

地下水として浸透した部分は一部上水用あるいは工業用水として利用され、その需要は年々増大している。

(2) 地下水-溜池水の有機的結合による水利用

さて、奈良盆地は香川県、愛媛県などと並んで溜池が最も多い地域である。将来の用水確保という立場からは、地下水の開発と同時に、溜池の有効な利用を検討し、両者の有機的結合によつて、さらに合理的な水利用がなされるべきであると考ええる。現在溜池はほとんどかんがい用のみに利用されているが、かんがい用水としての需要期間は水稻耕作の行なわれる6月から9月中旬までの約3〜4ヶ月間である。残る8ヶ月あまりの期間中の溜池に関して合理的な利用方法を検討し、経済的な観点から積極的な利用の検討が望まれる。

図-3・77に将来の水利用のあり方の一例を模式的に示している。

詳しくは文献 10) に述べている。

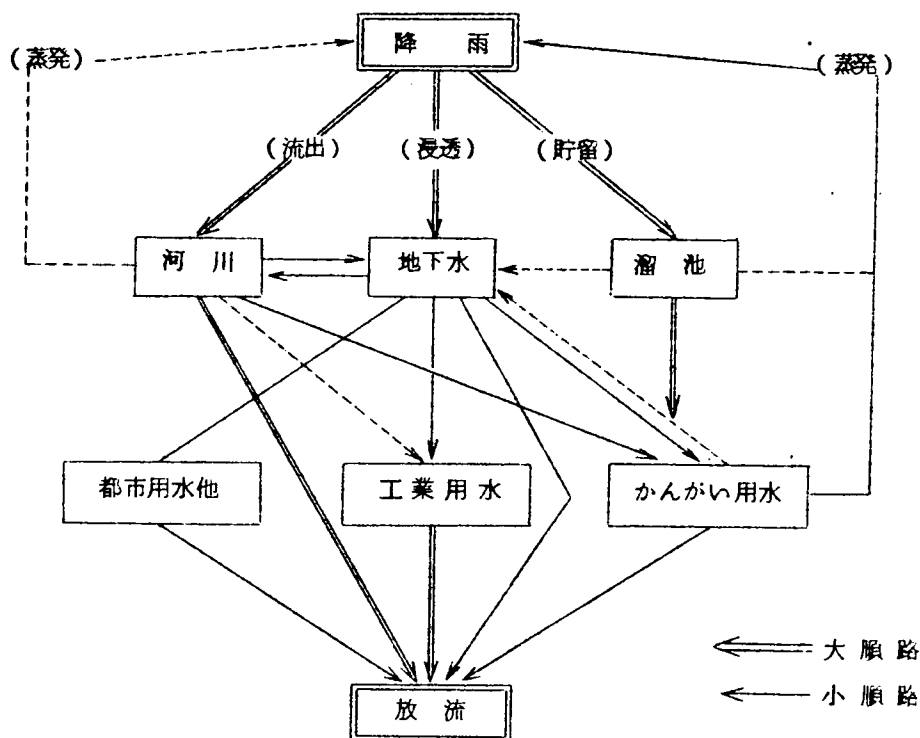


図-3・76 現在の用水循環の模式図

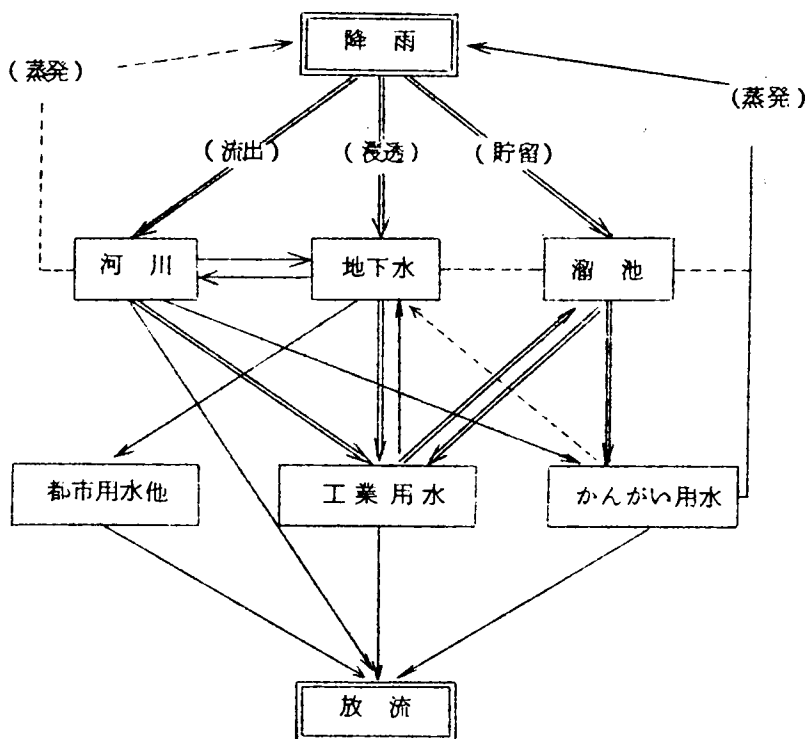


図-3・77 将来の用水循環の模式図

3・6・9 結 語

3・4～3・5で示した地下水揚水と地下水位変動の解析方法の適用例として、奈良盆地内における地下水揚水に伴う地下水位変動の解析を中心とした調査結果を示した。

この調査の目的は「奈良盆地における将来の用水確保は地下水に求められねばならない実情にかんがみ地下水の性状の把握と合理的な地下水開発量の推定」である。

地下水の容器であり、通路でもある地質、土質構成について考察し、一方で電探、震探（後述する）を実施した。また、盆地内に分布する井戸の調査から地下水位等高線図を作成し、これにもとづいて透水性をあらわす準深の値を算定した。その結果を境界条件として地下水揚水に伴う地下水位低下量を定常地下水流および非定常地下水流の立場から解析している。

ここで取り扱っているのはあくまで地域調査であつて、具体的な地下水採水（井戸の配置、構造など）についてはさらに詳細な地点調査を加えねばならないことはすでに第1章でも述べたとおりである。

さらに詳細な調査資料については文献10)を参照されたい。

参 考 文 献

- 1) たとえば D.K.Todd : Ground-water Hydrology, John Wiley & Sons, Inc. New York (1960), pp.154 ~ 155
- 2) たとえば Muskat, M : The Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media, McGraw-Hill, New York (1937), pp.763 ~ 764
- 3) 山本荘毅：地下水探査法，地球出版（1962.5）pp.251 ~ 253
- 4) Bennet, R.K. and Rex.R.Meyer : Geology and Ground-water of Baltimore Area, Dept. Mines and Water Resources, State of Maryland Bull. 4 (1952) (文献3より)
- 5) 山本荘毅：流線網から透水係数を求める方法について，陸水雑誌，21-3・4（1960）pp.335 ~ 338
- 6) 山本荘毅：地下水調査法，古今書院（1962.5）pp.46 ~ 48
- 7) 日本道路公団高速道路静岡建設局：三方原台地地下水調査報告書（1964.6）pp.38 ~ 40

- 8) たとえば, 村下敏夫: 地下水学要論, 昭晃堂 (1962. 7) pp. 47~48
- 9) 松尾新一郎, 河野伊一郎: 目安堰堤解体に伴うかんがい用地下水開発, 建設省報告書 (1968. 12) pp. 1~63
- 10) 松尾新一郎, 河野伊一郎: 奈良盆地における地下水開発に関する研究, 奈良県報告書 (1964. 3), pp. 46~156
- 11) 堀井甚一郎: 奈良県地誌, 大和史蹟研究会 (1962. 1) pp. 106~109
- 12) 国土計画協会: 奈良県新総合開発計画調査報告書 (1963), pp. 196~201
- 13) たとえば, 松尾新一郎, 西田一彦, 中沢重一, : 奈良盆地の地質, 奈良県報告書 (1964. 3) pp. 2~16
- 14) 横山次郎: 生駒山脈生成論, 地球 vol. 16, №2 (1926), pp. 87~96
- 15) 蔵田延男: 大和盆地の地下地質, 鉱物と地質Ⅲ-4 (1950) pp. 146~148
- 16) 村上政嗣: 金剛東山麓の洪積層について, 地質学雑誌 59, p 320
- 17) たとえば, 志村馨: 電気探査法, 昭晃堂 (1965. 2)
- 18) Murakami, M. : Ground-water Geology of Yamato Plain, Nara Prefecture, Bulletin of Kyoto Gakugei Univ. №1 (1951), pp. 104~122
- 19) 松尾新一郎, 河野伊一郎: 差分式による地下水揚水量の算定, 第13回土質工学シンポジウム論文集, (1968. 12), pp. 55~60
- 20) 松尾新一郎, 河野伊一郎: 広域地下水の水位変動の解析方法, 土と基礎 (1969. 1) pp. 23~31
- 21) 堀井甚一郎: 奈良県地誌, 大和史蹟研究会, (1962. 1), pp. 106~109
- 22) 松尾新一郎, 河野伊一郎: 冷水池としての溜池利用の理論的考察, 奈良県 (1964. 3) pp. 137~155
- 23) 高松武一郎: 冷水操作の設計計算, 水処理技術 (1963), pp. 61~68
- 24) 中野昭人: 堤体内における非定常流の解法, 土と基礎 vol. 75 (1964. 7), p 27
- 25) 松尾新一郎編: 奈良盆地における地下水開発に関する研究, 奈良県 (1964. 3) pp. 19

第4章 地下止水壁による地下水規制に関する研究

4・1 概 説

最近、工業用水の需要は急激な増大の傾向を示しているが、これらの供給源である年降雨量はほぼ一定であり、必然的に降雨の貯留と合理的な水利用が問題となる。

水資源を人工的に規制するという問題については従来よりほとんどが地表水に限って配慮され、一方、地下水に関してはその性状把握のむずかしさからほとんど放置されてきたといえるであろう。したがって地下水利用に関しては、これまで井戸の掘削が無計画、無秩序に行なわれ、過酷な揚水は周辺地帯に悪影響をもたらし、単に地下水位の低下や揚水量の減少にとどまらず、海水が地下水に浸入して地下水の塩水化を引き起こし、とりわけ臨海工業地帯では地盤沈下という最悪の事態を経験している。しかし現在、特定の地域を除いて法的な規制はなく、合理的な地下水規制と計画的な地下水利用は今後の課題である。本章では、このように地下水開発の再検討が必要である実情に鑑みて、「地中ダム」の構想を中心として地下止水壁による地下水規制について理論的、実験的に研究している。

4・2 地中ダムによる地下水規制の構想¹⁾

4・2・1 地中ダムの意味

地下水流の存在する滞水層中に不透水性の壁、あるいはそれに準ずる地下止水壁を造り、その上流側と下流側で地下水位の差を生じ、上流側で地下水が貯留されるものを地中ダム（または地下ダム）と呼ぶ。地下水の無効放流を防ぎ、需要の少ない時期に地下貯留し、需要の多い時期にこれを利用するために地中ダムを造設して、意欲的な地下水利用を図る。図-4・1は地中ダムによる地下水の規制の状態を模式的に示したものである。

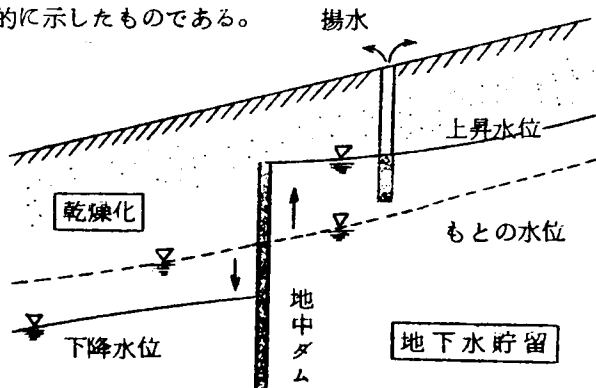


図-4・1 地中ダムによる地下水規制

地下水位が高すぎることを、また逆に低すぎることによる弊害を除去するため、あるいは河川、湖沼などの地表水と連結している地下水が、地表水の水面変動から有害な影響を受けるのを防ぐために地中ダムを設ける。図-4・2は地下水位調節用の地中ダムの一例である。

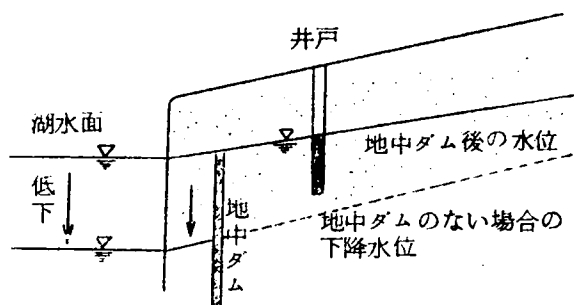


図-4・2 湖沼水面の変化の影響防止用の地中ダムの模式図

掘削工事の矢板や建造物の基礎が地中ダムの効果を持つこともあり、また自然の滞水層の状態が地中ダムと同じ効果を有する場合など広い意味での地中ダムは種類、規模、性状は多様である。

4・2・2 地中ダムの形態

地下水帯は大別して被圧地下水帯と自由地下水帯である。被圧地下水帯では自由地下水面が存在しないので、地中ダムの効果は水位の上昇または下降として現われ、透水層の伸縮のみが地下貯留に関与する。図-4・3に示すように、被圧地下水帯に連結する自由地下水帯の部分で主として地下水の貯留が行なわれる。

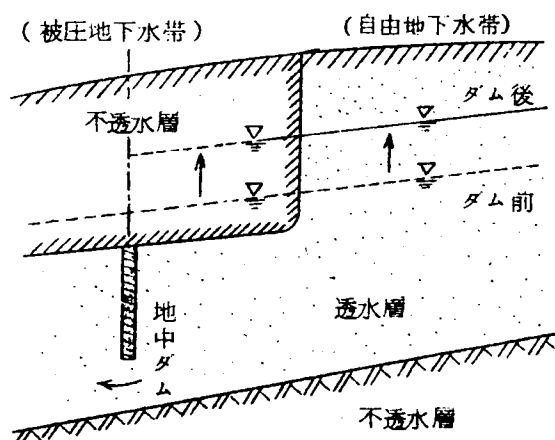
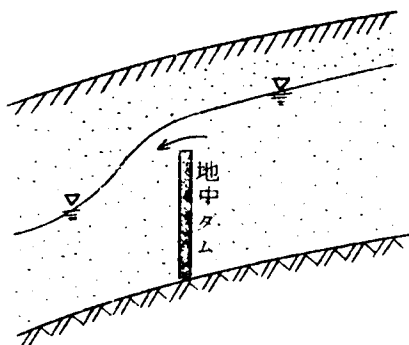


図-4・3 被圧地下水帯中の地中ダム

自由地下水帯における地中ダムの形態としては図-4・4に示すような(1)、(2)の2種類が考えられる。地中ダムが透水層の底面まで達している完全貫入の場合には(1)の状態となり、完全には達していない部分貫入の場合には(2)の状態となる。いずれも地下水の貯留が可能である。

(1) 完全貫入の地中ダム



(2) 部分貫入の地中ダム

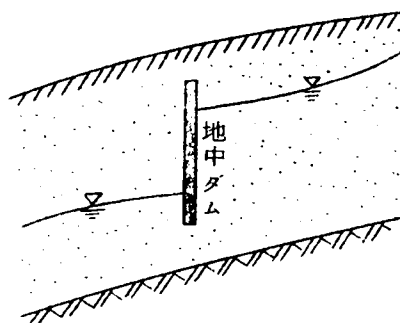


図-4・4 自由地下水帯中の地中ダム

4・2・3 地中ダムと水収支

図-4・5は地中ダム造設前後の水利用の量的な対比を模式的に示したものである。雨期に無効放流されている水を地下に貯留し、乾期にこれをポンプアップして有効な水利用を図る構想である。²⁾

(1) 地中ダム前の水利用

(2) 地中ダム後の水利用

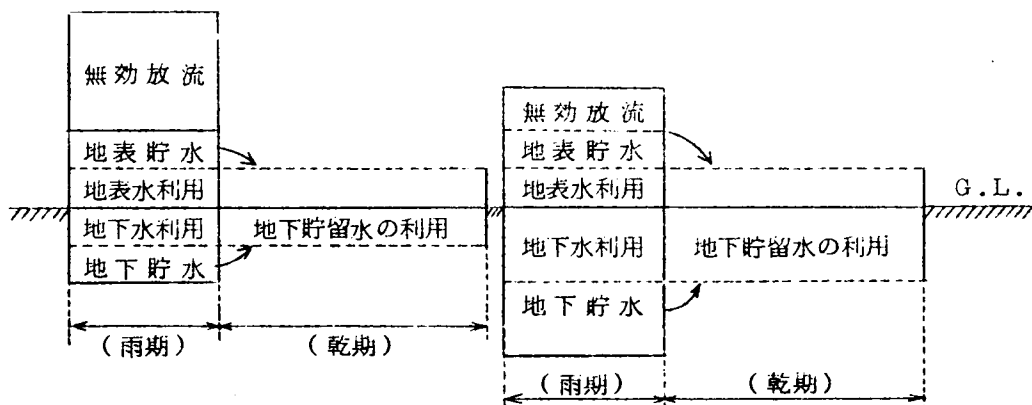


図-4・5 地中ダム構築前後の水利用の比較

地盤はその体積の約0.3～0.6が空けきからできており、したがって、1年の降雨量を均一に地下貯留したとすればわずか数メートルの層厚となり、地下貯留可能量がいかにも大なるものであるかを認識しなければならない。そこで、人工的に地中ダムを実現することによって、より多く地下に貯水し、広域地下水の長期利用、高度利用が可能であることを認識することができる。

将来、用水需要の増大に対処するため、積極的な地下水利用を目的とする地中ダムの意義が次第に増大するものとする。また、地下水利用を目的とするのみならず地下水位の高低と土地利用、土地改良などに関連する地下水位調節の機能をも有する多目的な地中ダムの実施が考えられる。

一方、地表水の貯留を目的とする河川ダムは、わが国のような山岳国にとって必ずしも有利な条件ばかりではなく、たとえば、貯水容量の割には堤高は高くなり、比較的小規模の河川ダムを数多く必要とする。また、国土が狭いため平地はもちろん山地の緩斜面の利用度も高く、河川ダム建設適地の減少、建設工事費の増大、水没地の問題など、技術的のみならず社会的な問題をも数多く包含している。

地下に水を貯留する試みは、すでにロスアンゼルスで実施され大きな効果を示している。ロスアンゼルス市の水、動力局が、オーエンス河の水を冬期に浸透させておいて夏期にこれをポンプアップして利用し、併せて洪水調節をも兼ねさせている。この場合は、地中ダムのような方式ではなく、分散浸透用の低いダムを扇状地帯に12ヶ所造って河水の地下への浸透を促進させる方式をとっている。その結果、以前の貯水池では山岳部からの流出の11.5%しか調節できなかったものが44%^{3),4)}調節できるようになったと紹介されている。

4・2・4 地中ダムの施工

地中ダムの構造、あるいは施工に関しては、矢板打込み、各種の注工法、あるいはそれらに準ずる工法が利用できる。地中ダムの止水機能は、河川ダムのような厳格さは必要でなく、ある程度の漏水は問題にならない。地中ダムには転倒、滑動あるいは強度不足による破壊などはない。よって、多くの場合には粘土の注入やモルタル注入で十分である。河川ダムのような大規模な工事、精度の高いものは必ずしも必要でなく、崩れに対する高い安全性が要求される河川ダムとは比較にならない。わが国のような地震国においてはなおさらである。部分的な施工によって、経済効果の確認、周辺への影響の配慮を行ないながら、漸次、段階的に工事を進めることが可能である。

一方、地中ダムの効果をさらに増加せしめるために、地中ダムの上流側における地表水の迅速な浸透や地下水補足のため地盤の透水性を改良する工法、たとえば、地盤に含まれる微細土粒子のみを射出水によって除去し、粗粒土から成る層に改良する工法などは本構想の効果を倍加せしめる。⁵⁾

4・3 定常地下水流としての規制効果の考察

地中ダムの問題を取り扱う場合には、広域にわたる地下水を対象にしなければならない。ボーリングや揚水試験を精細に実施するにはばく大な労力と経費を必要とするにもかかわらず、広域地下水の大勢を把握することはむずかしく、むしろ大きな誤りをおかす原因ともなりかねない。第2、第3章では巨視的な立場から地下水の性状を把握し、地下水位の変動を解析するに当たって「準深」なる概念を導入し、これを用いて琵琶湖周辺の地下水位変動⁶⁾、奈良盆地の地下水開発⁷⁾などの問題を研究してきた。その後、琵琶湖周辺の特定地域において集中的に調査を行ない、琵琶湖湖面変化に起因する周辺地の地下水位変動の調査が行なわれ、すでに筆者が示している影響範囲と大差ないことが示されている⁸⁾。これは、「準深」を用いて広域にわたる地下水位変動を解析することの妥当性の1実証でもある。

ここでは、モデルについて地中ダムによる地下貯水の効果を考察する。

4・3・1 被圧地下水帯中の止水壁

(a) 被圧地下水帯中の地中ダムとして、模式的に図-4・6のような縦断面を考え、2次元流の場合を考察する。すなわち、準深 H （透水係数が一定なら透水層厚さと考えてよい）が一定の被圧地下水帯中に深さ D の地中ダムを造った場合を考える。

図-4・6に示すように座標系 (x, z) の原点を地中ダムの上端点にとり、水平方向に x 軸、鉛直下方向に z 軸をとる。いま、地下水流量が一定である場合を考える。地中ダムのないときの水位を実線で示すと、地中ダムによって、 $z=0$ 面の水位は破線で示され、 $x=0$ の点で不連続となる。また $z=H$ 面において水位は一点鎖線のようになり、 $x=0$ の点で水位勾配は最大になる。

地中ダムの長さで地下水位の関係を定量的に検討するために、式(4・1)を用いて (x, z) 平面を (ϕ, ψ) 平面⁹⁾に等角写像する。

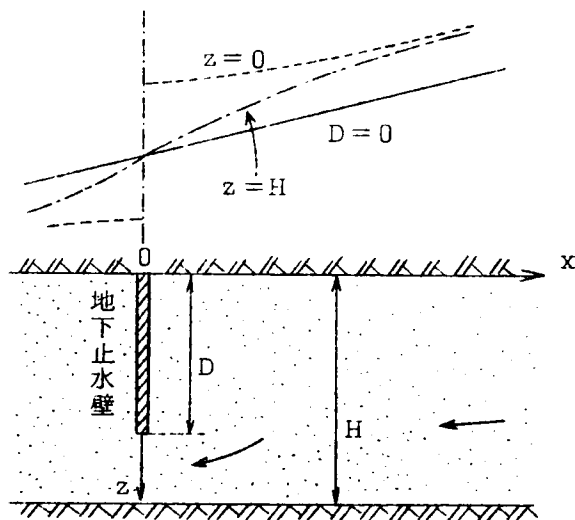


図-4・6 被圧地下水帯中の地中ダム

$$w = \frac{2H \cdot I}{\pi} \cosh^{-1} \frac{\cos(\pi t / 2H)}{\cos(\pi D / 2H)} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 1)$$

ここに、 $w = \phi + i\psi$ ， $t = x + iz$ ， ψ ：流関数， ϕ ：ポテンシャル関数， I ：地中ダム造設前の水位勾配

式(4・1)を用いて、 (x, z) 点の (ϕ, ψ) を計算した結果から描いたフローネットの一例が図-4・7で、 $D/H = 1/2, 9/10$ の場合である。とくに、被圧地下水層厚の $1/2$ まで止水したときの流線網の計算例を表-4・1に示している。また、 (D/H) をパラメーターとして、 $z = 0, z = H$ の面における水位分布を図示したものが、それぞれ図-4・8, 4・9である。

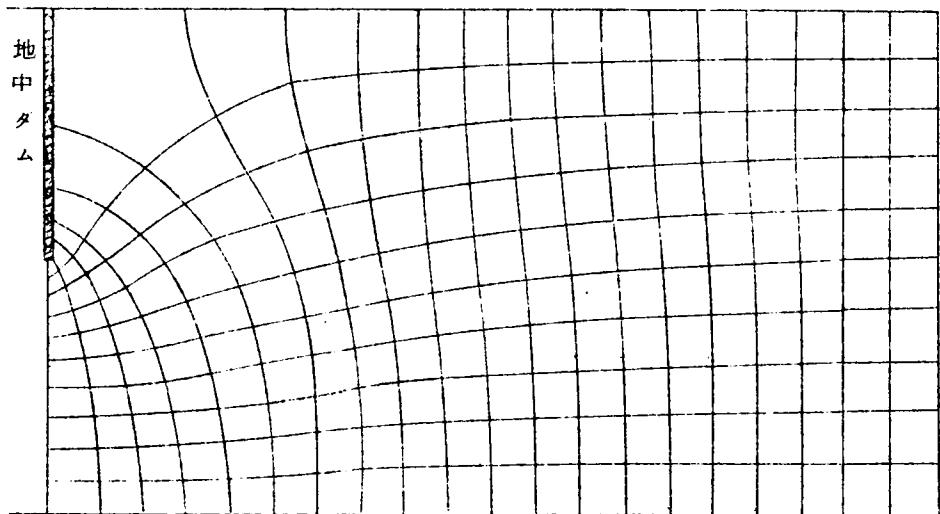


図-4・7(a) 地中ダム ($D/H = 5/10$) と地下水流の一例

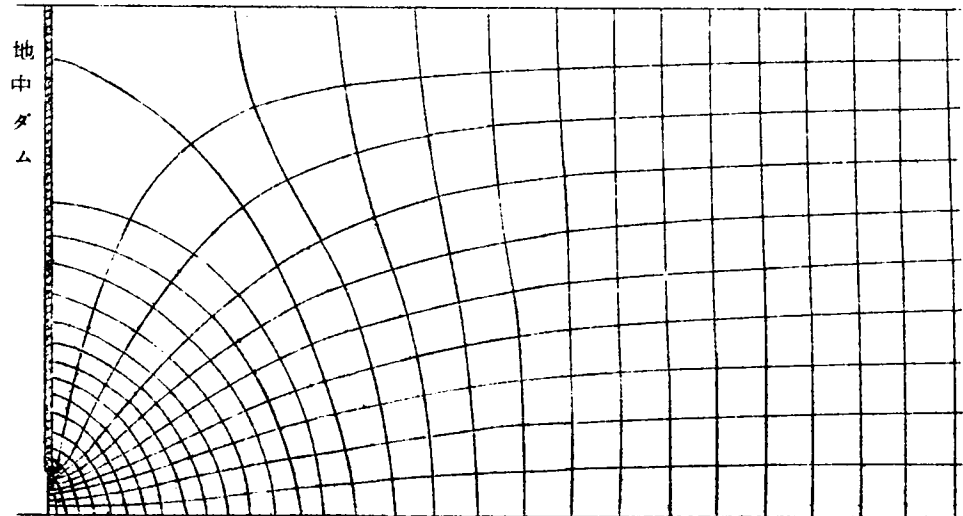


図-4・7(b) 地中ダム ($D/H = 9/10$) と地下水流の一例

表-4・1 被圧地下水層の1/2まで止水したときの流線網計算例 ($H=10$, $D=5$)

	z = 0		z = 1		z = 2		z = 3		z = 4	
x	ポテンシャル	流線	ポテンシャル	流線	ポテンシャル	流線	ポテンシャル	流線	ポテンシャル	流線
0	5.608	0	5.500	0.	5.144	0.	4.501	0.	3.380	0.
1	5.717	0	5.608	0.197	5.284	0.490	4.698	0.777	3.801	1.280
2	6.041	0	5.952	0.452	5.685	0.872	5.233	1.426	4.615	2.177
3	6.532	0	6.442	0.605	6.264	1.197	5.933	1.891	5.513	2.725
4	7.162	0	7.111	0.694	6.964	1.407	6.735	2.215	6.436	3.094
5	7.887	0	7.862	0.777	7.754	1.592	7.582	2.432	7.385	3.349
6	8.702	0	8.677	0.853	8.600	1.706	8.480	2.591	8.339	3.527
7	9.562	0	9.543	0.879	9.492	1.789	9.409	2.706	9.301	3.660
8	10.466	0	10.453	0.929	10.415	1.846	10.351	2.788	10.275	3.756
9	11.395	0	11.382	0.942	11.357	1.884	11.344	2.827	11.255	3.820
10	12.337	0	12.331	0.974	12.312	1.923	12.280	2.884	12.235	3.870
11	13.304	0	13.299	0.974	13.279	1.942	13.260	2.922	13.229	3.902
12	14.272	0	14.273	0.993	14.260	1.961	14.241	2.941	14.222	3.934
13	15.253	0	15.253	0.993	15.240	1.973	15.246	2.960	15.215	3.947
14	16.240	0	16.240	0.993	16.233	1.986	16.220	2.967	16.206	3.966
15	17.226	0	17.245	0.993	17.220	1.986	17.214	2.979	17.207	3.972
16	18.219	0	18.219	0.993	18.213	1.993	18.207	2.986	18.200	3.991
	z = 5		z = 6		z = 7		z = 8		z = 9	
x	ポテンシャル	流線	ポテンシャル	流線	ポテンシャル	流線	ポテンシャル	流線	ポテンシャル	流線
0	0.	0.	0.	3.756	0.	5.564	0.	7.117	0.	8.581
1	2.661	23.94	1.923	4.055	1.789	5.755	1.496	7.174	1.439	8.607
2	3.953	32.08	3.412	4.494	3.088	5.895	2.903	7.276	2.814	8.664
3	5.080	3.724	4.692	4.883	4.412	6.118	4.240	7.423	4.138	8.696
4	6.156	4.081	5.857	5.176	5.640	6.328	5.487	7.537	5.405	8.760
5	7.168	4.329	6.964	5.392	6.799	6.506	6.672	7.658	6.608	8.836
6	8.187	4.520	8.040	5.558	7.913	6.627	7.817	7.747	7.760	8.874
7	9.193	4.647	9.116	5.678	8.989	6.729	8.919	7.805	8.855	8.912
8	10.198	4.743	10.116	5.755	10.014	6.786	9.995	7.862	9.963	8.951
9	11.198	4.813	11.141	5.819	11.090	6.850	11.051	7.900	11.026	8.951
10	12.197	4.857	12.153	5.869	12.121	6.888	12.089	7.910	12.070	8.989
11	13.197	4.902	13.165	5.901	13.139	6.920	13.120	7.938	13.108	8.989
12	14.196	4.927	14.177	5.927	14.158	6.945	14.139	7.958	14.133	9.000
13	15.196	4.946	15.183	5.946	15.170	6.958	15.157	7.977	15.151	9.000
14	16.201	4.965	16.189	5.965	16.176	6.971	16.170	7.977	16.163	9.000
15	17.201	4.972	17.188	5.978	17.182	6.971	17.175	7.977	17.169	9.000
16	18.200	4.978	18.188	5.978	18.188	6.984	18.181	8.000	18.181	9.000

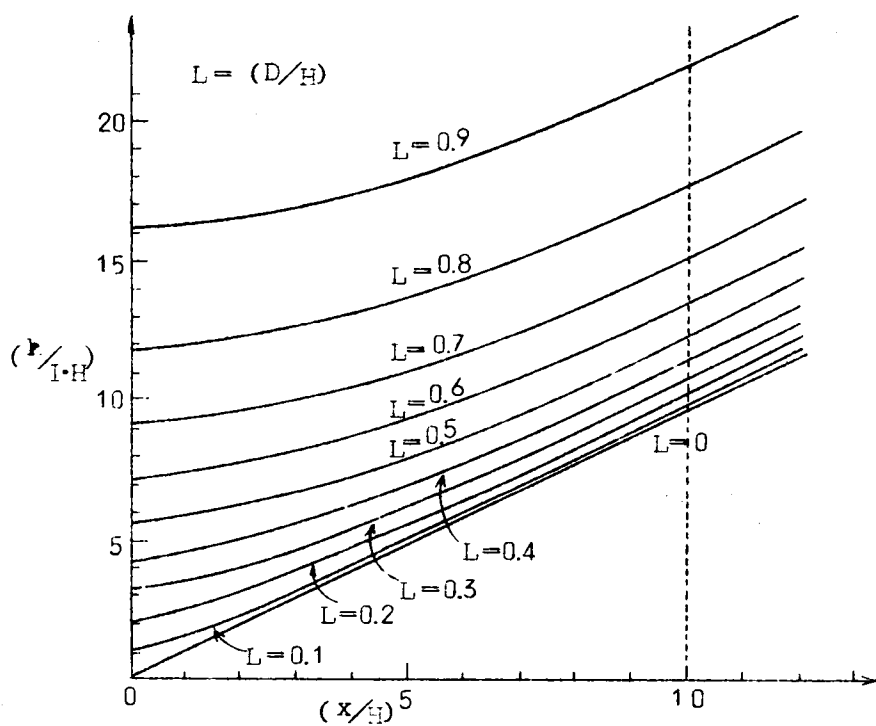


図-4・8 地中ダムの長さ と 水位上昇量
($z=0$ 面における地下水位分布)

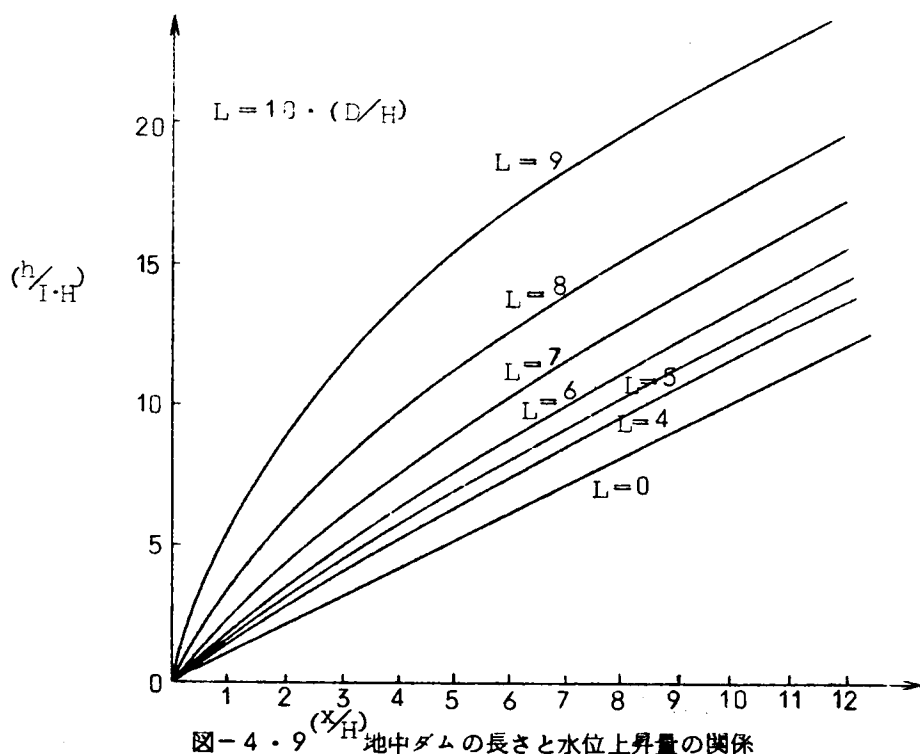


図-4・9 地中ダムの長さ と 水位上昇量の関係
($z=H$ 面における地下水位分布)

ここに、 h は水位である。 $(D/H=0)$ の直線は、地中ダムのない場合の地下水位をあらわしており、その勾配は I である。〔Appendix 5〕

図-4・8、4・9は、地中ダムの長さで地下水位上昇量の関係を示しているが、たとえば、図-4・8において $x=10H$ の地点について考えてみる。地中ダムの長さが透水層厚さの2割 ($L=2$) の場合の地下水位上昇量を単位とすると、4割では約4倍、6割では11倍、8割では25倍、9割では40倍以上となり、地中ダムの効果は地中ダムの深さの増加につれて加速的に増大する。

図-4・10は $(x, z) = (0, 0)$ 点における上流側の地下水位上昇量 Δh_0 (下流側の地下水位低下量と等しい) と、 $x=\infty$ における地下水位上昇量 ($x=-\infty$ における地下水位低下量と等しい) を (D/H) との関係で示したものである。その関係式は、式(4・1)より誘導してそれぞれ式(4・2)、式(4・3)となる。〔Appendix 6〕

$$\Delta h_0 = \frac{H \cdot I}{\pi} \ln \left\{ \frac{1 + \sqrt{1 - \cos^2(\pi D/2H)}}{\cos(\pi D/2H)} \right\} \dots\dots\dots (4 \cdot 2)$$

$$\Delta h_{\infty} = \frac{H \cdot I}{\pi} \cdot$$

$$\ln \left\{ \frac{1}{\cos(\pi D/2H)} \right\} \dots\dots\dots (4 \cdot 3)$$

計算結果を表-4・2に示す。

ここで、上流側と下流側での地下水位、地下水流は全く対称であることは容易に理解できる。これらの図からも透水層厚さに対する地中ダムの長さの比が大きくなるにしたがって地中ダムの上流側、下流側の水位差が急激に増大し、地中ダムの効果が増すことがわかる。

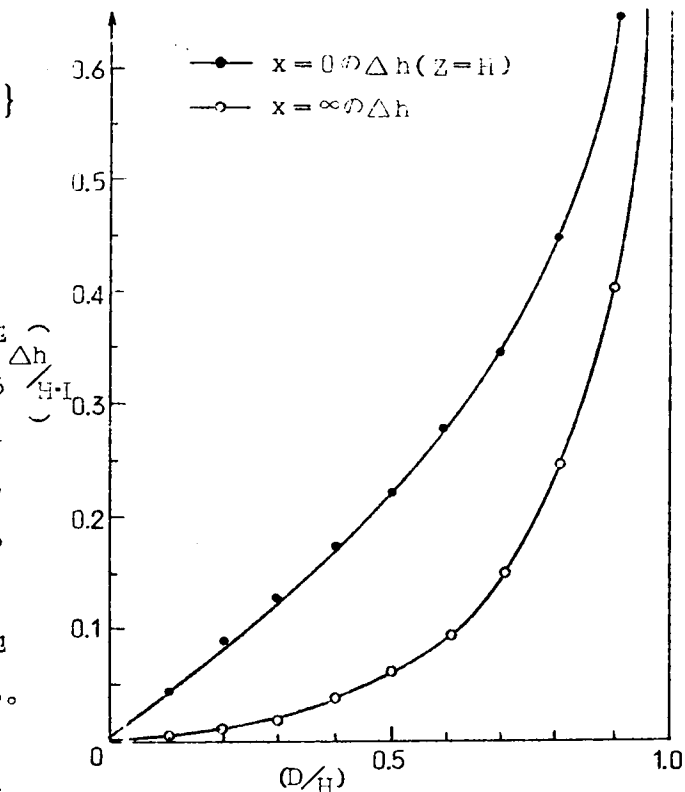


図-4・10 地中ダムの長さで地下水位上昇量

(b) つぎに、図-4・11に示すように水平面での地下水流を考

表-4・2 被圧地下水層の上面及び底面の水頭変化計算表 (H=10)

低 面

x	D=0	D=1	D=2	D=3	D=4	D=5	D=6	D=7	D=8	D=9
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	1.000	1.019	1.050	1.120	1.235	1.407	1.693	2.171	3.126	5.653
2	2.000	2.018	2.094	2.234	2.445	2.782	3.304	4.170	5.755	9.301
3	3.000	3.037	3.145	3.342	3.641	4.106	4.819	5.952	7.887	11.828
4	4.000	4.042	4.176	4.424	4.800	5.367	6.220	7.518	9.651	13.757
5	5.000	5.042	5.207	5.494	5.933	6.576	7.518	8.938	11.179	15.374
6	6.000	6.054	6.232	6.551	7.041	7.741	8.753	10.237	12.547	16.794
7	7.000	7.060	7.251	7.595	8.117	8.855	9.918	11.452	13.808	18.079
8	8.000	8.059	8.263	8.626	9.173	9.950	11.039	12.605	14.992	19.283
9	9.000	9.059	9.275	9.651	10.217	11.013	12.127	13.719	16.119	20.422
10	10.000	10.065	10.287	10.669	11.249	12.064	13.197	14.801	17.220	21.530
12	12.000	12.070	12.299	12.694	13.292	14.126	15.278	16.902	19.334	23.656
14	14.000	14.069	14.304	14.712	15.317	16.157	17.328	18.958	21.396	25.225
16	16.000	16.049	16.291	16.717	17.328	18.175	19.346	20.989	23.427	27.762
18	18.000	18.067	18.302	18.716	19.334	20.187	21.358	23.000	25.445	29.780
20	20.000	20.066	20.301	20.721	21.332	22.186	23.363	25.006	27.457	31.785
25	25.000	25.063	25.305	25.719	26.336	27.189	28.357	30.016	32.460	36.795
30	30.000	30.060	30.302	30.716	31.333	32.186	33.364	35.013	37.468	41.793

上 面

x	D=0	D=1	D=2	D=3	D=4	D=5	D=6	D=7	D=8	D=9
0	0.	0.980	2.031	3.111	4.297	5.608	7.155	9.110	11.733	16.182
1	1.000	1.426	2.260	3.278	4.424	5.717	7.245	9.167	11.764	16.259
2	2.000	2.254	2.884	3.743	4.800	6.041	7.537	9.428	12.457	16.494
3	3.000	3.177	3.660	4.405	5.360	6.532	7.977	9.842	12.066	16.870
4	4.000	4.138	4.552	5.188	6.060	7.162	8.556	10.383	12.961	17.379
5	5.000	5.118	5.468	6.048	6.850	7.887	9.243	11.032	13.585	18.684
6	6.000	6.099	6.417	6.952	7.703	8.702	10.014	11.764	14.298	19.448
7	7.000	7.098	7.391	7.887	8.600	9.562	10.841	12.573	15.087	20.288
8	8.000	8.091	8.365	8.842	9.530	10.466	11.720	13.394	15.928	21.161
9	9.000	9.078	9.352	9.810	10.478	11.395	12.624	14.317	16.806	22.065
10	10.000	10.077	10.338	10.784	11.397	12.337	13.559	15.240	17.717	23.000
11	11.000	11.077	11.331	11.771	12.414	13.394	14.502	16.182	18.652	23.943
12	12.000	12.073	12.325	12.751	13.394	14.272	15.482	17.137	19.601	24.904
13	13.000	13.070	13.324	13.751	14.381	15.253	16.443	18.105	20.562	25.878
14	14.000	14.062	14.317	14.744	15.368	16.240	17.424	19.077	21.536	26.858
15	15.000	15.063	15.317	15.737	16.361	17.226	18.398	20.066	22.523	26.858
16	16.000	16.074	16.316	16.736	17.354	18.219	19.404	21.052	23.503	27.333
17	17.000	17.067	17.317	17.729	18.353	19.216	20.390	22.039	24.496	28.831

え、無限に広がる一様な被圧地下水帯に巾 $2l$ の完全止水（地中ダム）を行なった場合について考察する。

地中ダムの中心地点に原点をとり、地下水流の上流方向に y 軸、これと直角方向に x 軸をとる。

式（４・４）によって (ϕ, ψ) 平面を (x, y) 平面に等角写像する。〔Appendix 7〕

$$w = I \sqrt{z^2 + l^2} \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

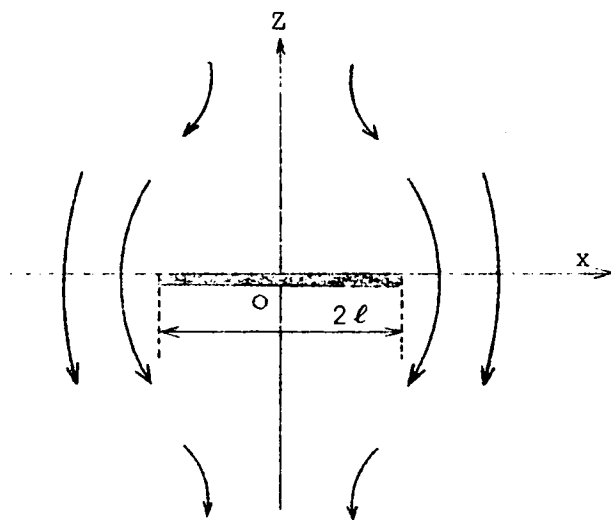


図-4・11 地中ダム化による地下水流の平面図

ここに、 $z = x + iy$ である。

式（４・４）を変形して式（４・５）を得る。

$$h = \frac{I}{\sqrt{2}} \left\{ (y^2 - x^2 + l^2) + \sqrt{(y^2 - x^2 + l^2)^2 + 4x^2 y^2} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

式（４・５）によって上流側の (x, y) 点の地中ダムによる水位上昇量を計算した結果が図-4・12、図-4・13である。前者の図-4・12は $y = \text{const}$ の断面での水位上昇量の分布であり、後者の図-4・13は $x = \text{const}$ の断面での分布を示したものである。

また、有限な地下水流の巾 b を有する地域に巾 $2l$ ($b > 2l$) の地中ダムを設造した場合については、(a)の手法を用いて考察することができる。すなわち、図-4・8、図-4・9を平面的な地下水流（地下水流線、水位等高線）と考えることができる。その性状は縦断面における地下水流中の地中ダムの場合と等しく、すでに述べたとおりである。

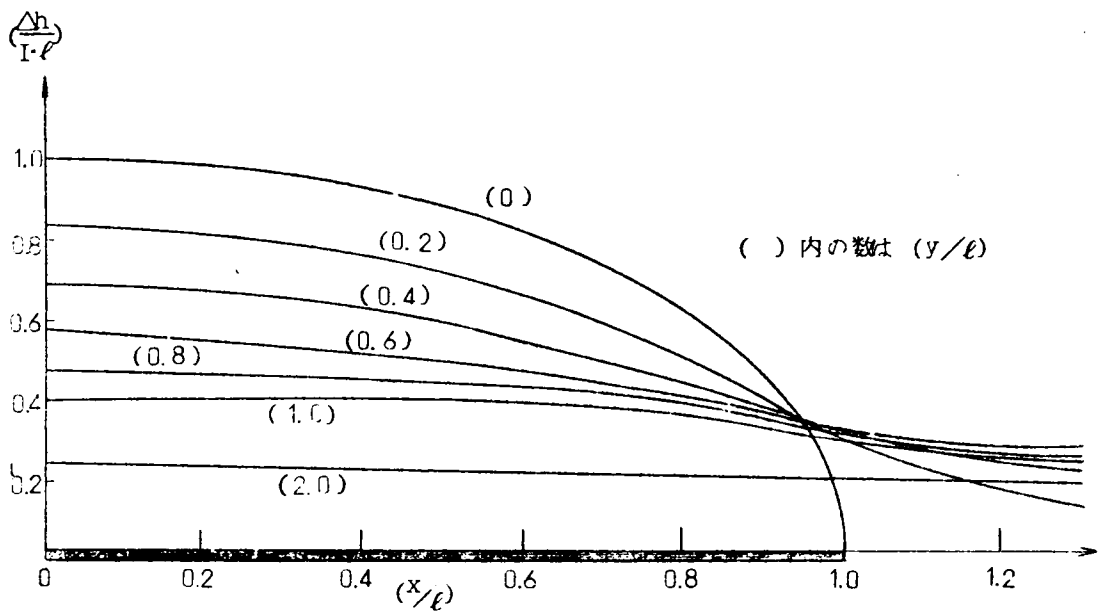


図-4・12 $y = \text{const}$ の断面の地下水位分布

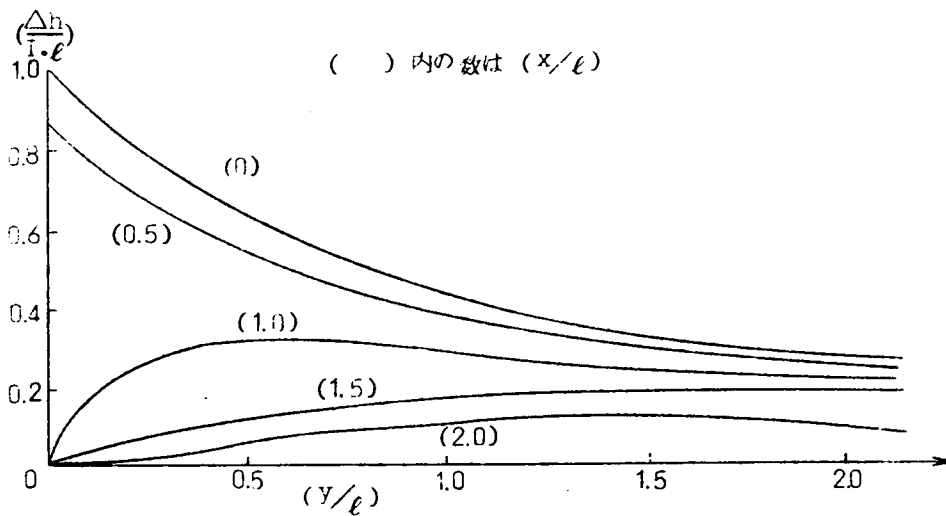


図-4・13 $x = \text{const}$ の断面の地下水位分布

[Appendix 5]

$$w = \frac{2HI}{\pi} \cdot \cosh^{-1} \frac{\cos \frac{\pi t}{2H}}{\cos \frac{\pi D}{2H}} \dots\dots\dots (1)$$

ここに, $w = \phi + i\psi$, $t = x + iz$

式(1)より,

$$\cos \frac{\pi t}{2H} = \cos \frac{\pi D}{2H} \cdot \cos h \frac{\pi w}{2HI} \dots\dots\dots(2)$$

これを変形すると,

$$\frac{e^{\frac{\pi}{2H}(z-ix)} + e^{-\frac{\pi}{2H}(z-ix)}}{2} = \cos \left(\frac{\pi D}{2H} \right) \cdot \frac{e^{\frac{\pi}{2HI}(\phi+i\psi)} + e^{-\frac{\pi}{2HI}(\phi+i\psi)}}{2}$$

左辺については,

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} e^{-\frac{\pi}{2H}z} \left(\cos \frac{\pi x}{2H} + i \sin \frac{\pi x}{2H} \right) + \frac{1}{2} e^{\frac{\pi z}{2H}} \left(\cos \frac{\pi x}{2H} - i \sin \frac{\pi x}{2H} \right) \\ &= \cos \frac{\pi x}{2H} \cdot \left(\frac{e^{\frac{\pi z}{2H}} + e^{-\frac{\pi z}{2H}}}{2} \right) - i \sin \frac{\pi x}{2H} \cdot \left(\frac{e^{\frac{\pi z}{2H}} - e^{-\frac{\pi z}{2H}}}{2} \right) \\ &= \cos \frac{\pi x}{2H} \cdot \cosh \frac{\pi z}{2H} - i \sin \frac{\pi x}{2H} \cdot \sinh \frac{\pi z}{2H} \dots\dots\dots(3) \end{aligned}$$

右辺については,

$$\begin{aligned} & \cos B \cdot \frac{e^{\frac{\pi}{2HI}(\phi+i\psi)} + e^{-\frac{\pi}{2HI}(\phi+i\psi)}}{2} \\ &= \cos B \cdot \left\{ \frac{e^{\frac{\pi \phi}{2HI}}}{2} \left(\cos \frac{\pi \psi}{2HI} + i \sin \frac{\pi \psi}{2HI} \right) \right. \\ & \quad \left. + \frac{e^{-\frac{\pi \phi}{2HI}}}{2} \left(\cos \frac{\pi \psi}{2HI} - i \sin \frac{\pi \psi}{2HI} \right) \right\} \\ &= \cos B \cdot \left\{ \cos \frac{\pi \psi}{2HI} \left(\frac{e^{\frac{\pi \phi}{2HI}} + e^{-\frac{\pi \phi}{2HI}}}{2} \right) \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + i \sin \frac{\pi \psi}{2 H I} \left(\frac{e^{\frac{\pi \phi}{2 H I}} - e^{-\frac{\pi \phi}{2 H I}}}{2} \right) \} \\
& = \cos B \cdot \left(\cos \frac{\pi \psi}{2 H I} \cdot \cosh \frac{\pi \phi}{2 H} + i \sin \frac{\pi \psi}{2 H I} \cdot \sinh \frac{\pi \phi}{2 H I} \right) \dots\dots\dots(4)
\end{aligned}$$

式(3), (4)を等しいとおけば,

$$\left. \begin{aligned}
\cos \frac{\pi \psi}{2 H I} &= \frac{\cosh \frac{\pi Z}{2 H} \cdot \cos \frac{\pi X}{2 H}}{\cos \frac{\pi D}{2 H} \cdot \cosh \frac{\pi \phi}{2 H I}} \\
\sin \frac{\pi \psi}{2 H I} &= \frac{\sinh \frac{\pi X}{2 H} \cdot \sin \frac{\pi X}{2 H}}{\cos \frac{\pi D}{2 H} \cdot \sinh \frac{\pi \phi}{2 H I}}
\end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

$$\left. \begin{aligned}
\text{ここで, } \sinh \frac{\pi \phi}{2 H I} &= S \\
\frac{\cosh \frac{\pi Z}{2 H} \cdot \cos \frac{\pi X}{2 H}}{\cos \frac{\pi D}{2 H}} &= A \\
\frac{\sinh \frac{\pi Z}{2 H} \cdot \sin \frac{\pi X}{2 H}}{\cos \frac{\pi D}{2 H}} &= B
\end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

とおくと式(7)が成立する。

$$S^4 - S^2 (A^2 + B^2 - 1) - B^2 = 0 \dots\dots\dots(7)$$

これを解くと,

$$S^2 = \frac{(A^2 + B^2 - 1) + \sqrt{(A^2 + B^2 - 1)^2 + 4 B^2}}{2} \dots\dots\dots(8)$$

式(6)より,

$$\phi = \frac{2 H I}{\pi} \cdot \sinh^{-1} S \dots\dots\dots(9)$$

(x, z) の値を式(6)に代入して A, B を求め, これらを式(8)に代入して S を計算し, さらに式(9)より ϕ を得る。

ψ についても全く同様の手順により,

$$R = \sin \frac{\pi \psi}{2 H I} \quad \dots\dots\dots(10)$$

とおくと,

$$R^4 + R^2 (A^2 + B^2 - 1) - B^2 = 0 \quad \dots\dots\dots(11)$$

が成立し, これを解き

$$R^2 = \frac{-(A^2 + B^2 - 1) + \sqrt{(A^2 + B^2 - 1)^2 + 4 B^2}}{2} \quad \dots\dots\dots(12)$$

が成立する。

$$\psi = \frac{2 H I}{\pi} \sin^{-1} R \quad \dots\dots\dots(13)$$

〔 Appendix 6 〕

Appendix 5 における式(6)に $x = 0$ を代入すると,

$$A = \frac{\cosh \frac{\pi z}{2 H}}{\cos \frac{\pi D}{2 H}}, \quad B = 0$$

したがって式(8)から,

$$S^2 = A^2 - 1$$

となる。したがって,

$$\sinh^2 \frac{\pi \phi}{2 H I} = \frac{\cosh^2 \frac{\pi z}{2 H}}{\cos^2 \frac{\pi D}{2 H}} - 1 \quad \dots\dots\dots(14)$$

いま, $\Delta \phi = \phi - I x$ とおくと $\phi = \Delta \phi + I x$ となり,

これを(14)式に代入すると左辺は次式のように展開できる。

$$\sinh^2 \left(\frac{\pi \Delta \phi}{2 H I} + \frac{\pi x}{2 H} \right) = \left\{ \sinh \frac{\pi \Delta \phi}{2 H I} \cdot \cosh \frac{\pi x}{2 H} + \cosh \frac{\pi \Delta \phi}{2 H I} \cdot \sinh \frac{\pi x}{2 H} \right\}^2$$

これを式(14)に代入すると,

$$\left\{ \sinh \frac{\pi \Delta \phi}{2 H I} \cdot \cosh \frac{\pi x}{2 H} + \cosh \frac{\pi \Delta \phi}{2 H I} \cdot \sinh \frac{\pi x}{2 H} \right\}^2 = \frac{\cosh^2 \frac{\pi x}{2 H}}{\cos^2 \frac{\pi D}{2 H}} - 1$$

.....(15)

となる。

ここで、 $x=0$ とおくと、

$$\sin \frac{\pi \Delta \phi}{2 H I} = \tan \frac{\pi D}{2 H}$$

これを解くと、

$$e^{\frac{\pi \Delta \phi}{2 H I}} - e^{-\frac{\pi \Delta \phi}{2 H I}} = 2 \tan \frac{\pi D}{2 H}$$

$$e^{\frac{\pi \Delta \phi}{2 H I}} = \frac{1 + \sin \frac{\pi D}{2 H}}{\cos \frac{\pi D}{2 H}}$$

よって、

$$\Delta \phi = \frac{2 H I}{\pi} \ln \frac{1 + \sin \frac{\pi D}{2 H}}{\cos \frac{\pi D}{2 H}} \quad \text{.....(16)}$$

また、式(15)において両辺を $\cosh^2 \frac{\pi x}{2 H}$ で除し、さらに $x \rightarrow \infty$ とおくと、

$$\sinh \frac{\pi \Delta \phi}{2 H I} + \cosh \frac{\pi \Delta \phi}{2 H I} = \frac{1}{\cos \frac{\pi D}{2 H}}$$

よって式(17)を得る。

$$\Delta \phi = \frac{2 H I}{\pi} \ln \left\{ \frac{1}{\cos \frac{\pi D}{2 H}} \right\} \quad \text{.....(17)}$$

[Appendix 7]⁹⁾

図-1のような流れに対し Schwarz-Christoffel の変換を用いる。

A : $t = \infty$

B : $t = 1$

C : $t = 0$

D : $t = -1$

A' : $t = -\infty$

$t = \pm 1$ においては時計まわりに $(-\pi/2)$, $t = 0$ においては (π) の回転を行なうので式(1)の関係が成立する。

$$\frac{dz}{dt} = A(t-1)^{-\frac{1}{2}}$$

$$\times t(t+1)^{-\frac{1}{2}} = \frac{At}{\sqrt{t^2-1}} \quad \dots\dots\dots(1)$$

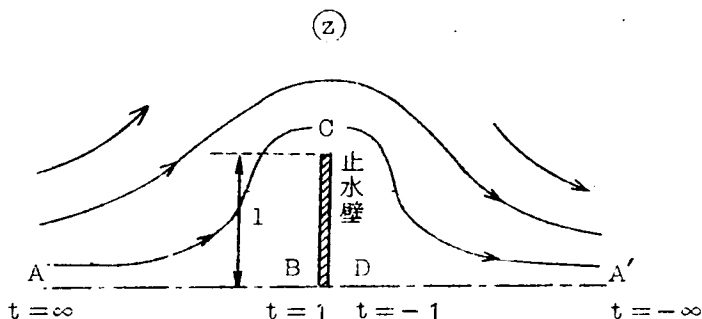


図 - 1

これを積分すると、式(2)を得る。

$$z = A \sqrt{t^2 - 1} + B \quad \dots\dots\dots(2)$$

z 平面の原点を B とすると $t = \pm 1$ のとき $z = 0$ となるので $B = 0$, また, 止水壁の長さを $2l$ とすれば, $t = 0$ において $z = il$ であるから, $A = l$ となる。

$$z = l \sqrt{t^2 - 1} \quad \dots\dots\dots(3)$$

つぎに, w 平面と t 平面との関係を求める。流れの場は $\psi = 0$ と $\psi = \infty$ とで界されていて w 平面の上半分に写像される。よって,

$$w = Ct + D \quad \dots\dots\dots(4)$$

図-1のC点が $(\phi, \psi) = (0, 0)$ に対応するものとすれば, $t = 0$ において $w = 0$ となる。

$$w = Ct \quad \dots\dots\dots(5)$$

式(3)と式(5)を組み合わせると,

$$\frac{dw}{dz} = \frac{dw}{dt} \cdot \frac{dt}{dz} = C \frac{\sqrt{t^2 - 1}}{lt}$$

$|t| \rightarrow \infty$ においては $dw/dz = I$, および $\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{\sqrt{t^2 - 1}}{t} = 1$ であるから, $C = lI$ となる。よって, $w = l \cdot I \cdot t$, $z = l \sqrt{t^2 - 1}$ であり, t を消去すると式(6)を得る。

$$w = I \sqrt{z^2 + l^2} \quad \dots\dots\dots(6)$$

4・3・2 自由地下水帯中の止水壁

(a) 自由地下水帯中に地中ダムを造設する形態は、前出の図-4・4のようである。地中ダム周辺の地下水位分布、流線形の数学的な厳密解を求めることはきわめて困難であるが、被圧地下水の場合の解からある程度の推定は可能である。また、模型実験や数値解法などを応用して効果を確かめることも可能である。¹⁰⁾

いま、地下水流はすべての地点でDupuitの仮定が成立するものとし、図-4・14のような模式を考える。地中ダム造設

前の準深を一定値 H 、地下水位勾配を一定値 I とする。地中ダム地点を原点にとり、上流方向に x 軸をとると、地下水位変化後の関係式は式(4・6)となる。¹¹⁾

$$\Delta h_0 - \Delta h = I \cdot x - H \cdot \ln \frac{\Delta h_0}{\Delta h} \quad \dots\dots (4 \cdot 6)$$

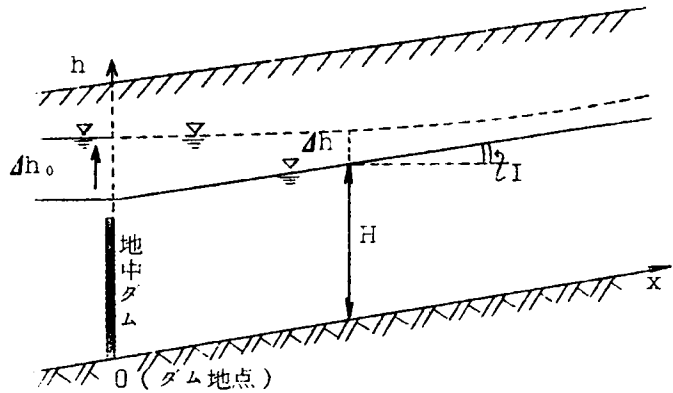


図-4・14 説明図

ここに、 Δh は地中ダムによる地下水位変化量、 Δh_0

は地中ダム地点の地下水位変化量である。ただし、 $\Delta H \equiv \Delta h$ と考えている($\alpha = 1$)。

($\Delta h_0 / H$)をパラメーターとして、 Δh と x の関係を図示したものが図-4・15である。このような定常状態についていえば、同一の Δh_0 に対して、 H が大きいほど、また I が小さいほど地下水の貯留量は大きくなる。しかし、 I が小さいことは地下水流量が小さいことであり、貯留速度という点から考えると必ずしも好ましい状態とはいえない。

(b) 水平に広がる自由地下水帯中に地中ダムを設造した場合には、4・3・1の(b)に準じて地下水流、地下水位の分布状態を推定することができる。しかし、自由地下水の場合には水位の上昇は準深の値の増大(透水層厚さの増大)をとまなうので、厳密には図-4・12、図-4・13の結果と一致しない。地下水流のわん曲の程度は大きくなり、水位上昇量は被圧地下水の場合に較べて小さくなることは容易に推定できる。しかし、準深の値に対してその変化量が小さい場合には被圧地下水の場合に近い結果となり、その大勢を推測することは可能である。

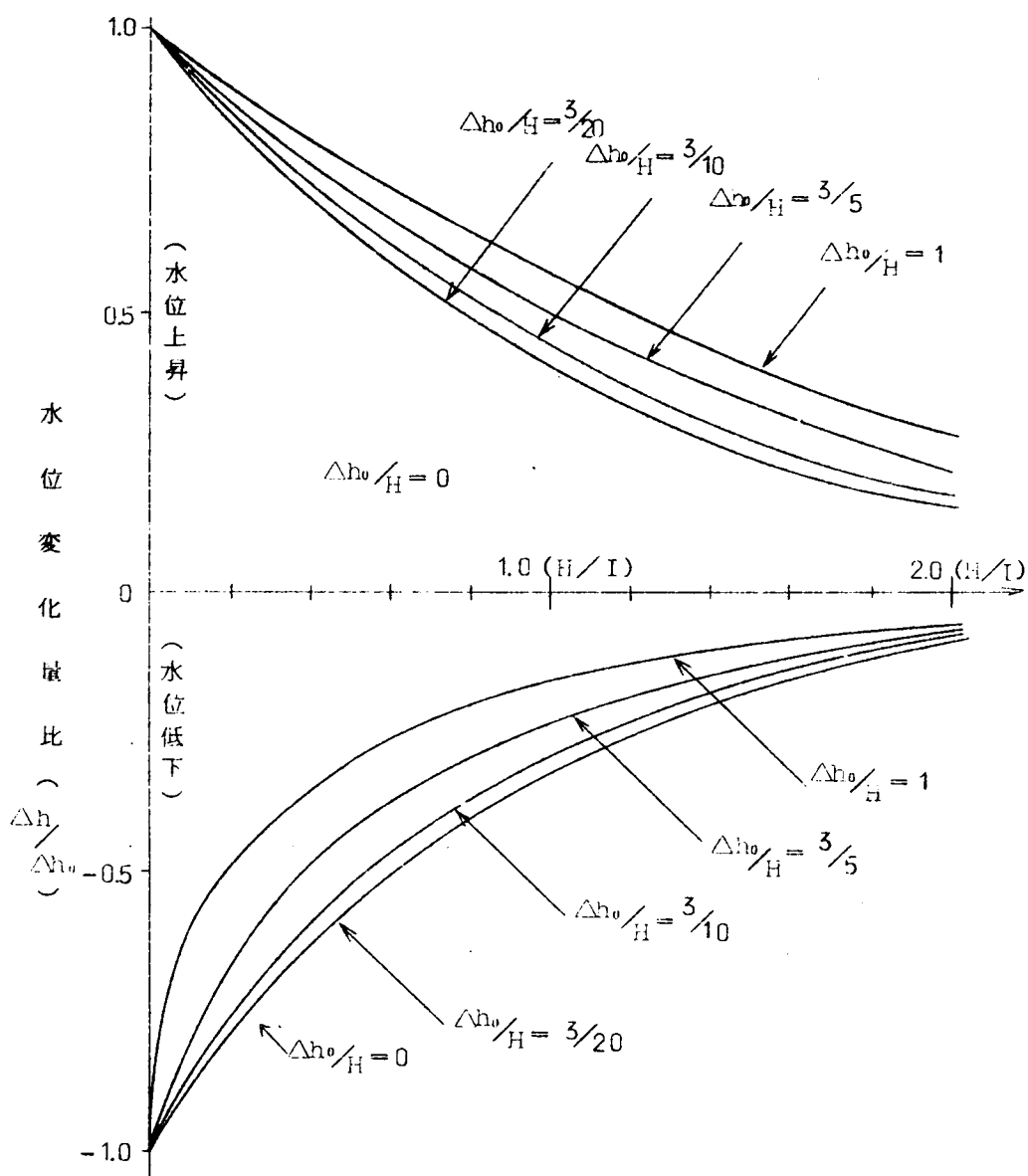


図-4・15 地下水位変化の解析結果

4・4 非定常地下水流としての規制効果の考察

4・4・1 解析方法

図-4・16に示すようなモデルを考える。すなわち準深 H ，地下水位勾配 I の地下水流域に地中ダムを設造すれば、その位置では地下水流が制止され、地下水の貯留が始まる。この貯留後の地下水面が初期水面より一定量 Δh_0 だけ水位が上昇すれば地中ダムを越流し、ダム地点ではもはや地下水面は上昇しなくなるものと仮定する。

このような場合の解析方法としては、第2章の式(2・15)～式(2・18)を応用することができる。

とくに境界条件の導入方法としてはつぎのような場合が考えられる。

(1) ダム地点の境界条件

a. 地中ダムを越流して水位が一定に保たれる場合、ある

いは地下水位が一定になるように揚水量を調節する場合には簡単に

$$h_0 = \text{一定}$$

によって与えられる。

b. ダム地点で越流がなく貯留過程にある場合にはダム地点では $I = 0$ となるので式(4・7)が成立しなければならない。

$$h_0(t) = h_{-1}(t) \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 7)$$

ここに h_{-1} : 図-4・17に示すようにダム地点より下流側の仮想の地下水位である。

式(4・7)を後述の式(4・31)に代入し、また図-4・18の説明図にも示すように実際には

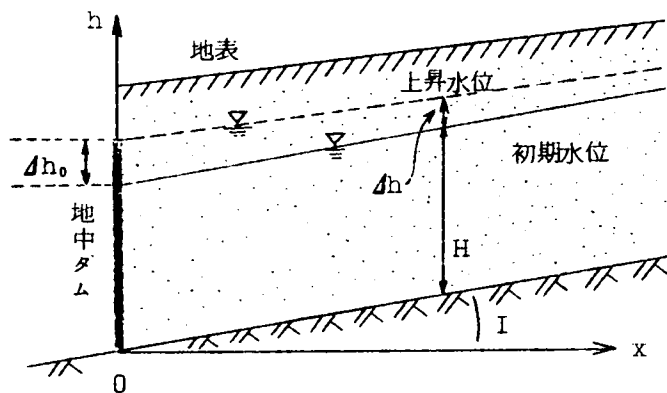


図-4・16 地中ダムと地下水位

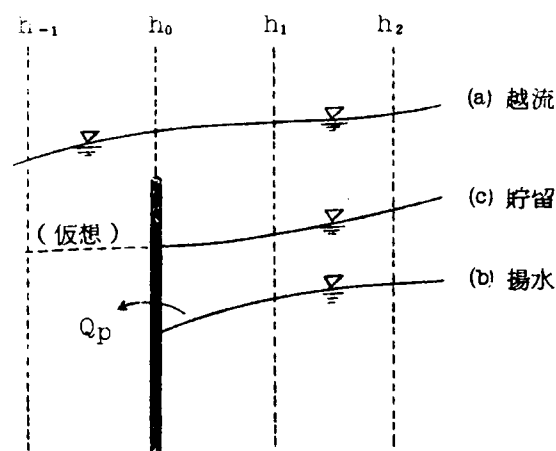


図-4・17 地中ダム付近の境界条件

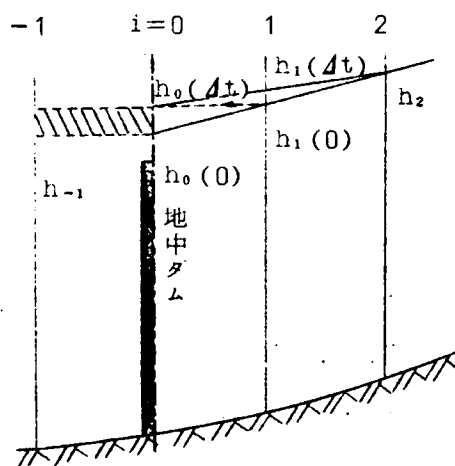


図-4・18 ダムアップ時の水位算定のための説明図

ダム地点より下流側では貯留が行なわれないことを考慮すると式(4・8)が成立する。

$$h_0(t + \Delta t) - h_0(t) = \frac{2 k_a H \Delta t}{\beta (\Delta x)^2} \{ h_1(t) - h_0(t) \} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 8)$$

ただし、 $H \gg \frac{\Delta(Hb)}{2b}$ とする。

いま式(4・8)において Δt を、

$$\Delta t = \frac{\beta (\Delta x)^2}{2 k_a H}$$

と選定すれば、これを式(4・8)に代入して

$$h_0(t + \Delta t) = h_1(t) \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 9)$$

となる。すなわち時刻 t における $j = 1$ 地点の水位が $(t + \Delta t)$ におけるダム地点 ($j = 0$) の水位となる。

(2) 上流端の境界条件

a. 地下水のかん養源が地下水位変動が及ばない程度に遠方にありかつ地下水の供給量が季節により変化しないと考える場合には上流端として地中ダムによる水位変動の影響が無視しうる程度に小さい地点をとるべきである。

地下水位変動の解析において、変動の影響がないと考えられる距離 R の地点を上限として計算した結果とその2倍の $2R$ を上限として計算した結果とが正しくは一致しなければならない。一致しないときにはさらに距離 $3R$ の地点を上限として計算し、同様の比較を行ない上限が妥当な距離ととれているかどうかを判定する必要がある。この限界地点の決定は定常解析の結果から判定する。

また、地下水かん養源が近くにあるとその地点で境界条件としての地下水位が与えられる場合には、いわゆる定常解析をする必要はないのは当然である。

$$h_N = \text{const} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 10)$$

ここに、添字 N は上流端の境界を意味する。

b. 季節、時期によりかん養量に変化がある場合には近似的に式(4・11)を用いなければならない。

$$h_N(t + \Delta t) = h_{N-1}(t) + \frac{Q_a(\Delta t) \cdot \Delta x_N}{k_a H b} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 11)$$

ここに、 Q_S は境界Nにおける地下水かん養量である。

○. 地下水のかん養が無い場合には式(4・11)における $Q_S = 0$ とおき式(4・12)を用いることができる。

$$h_N(t + \Delta t) = h_{N-1}(t) \dots\dots\dots (4 \cdot 12)$$

4・4・2 モデルでの解析例

以上の基本的な考え方に基いて、 $H = 20 \text{ m}$ 、 $I = 1/100$ 、 $(k_a/\beta) = 133 \text{ m/day}$ 、地中ダム地点の水位上昇の限界値 $\Delta h_0 = 5.0 \text{ m}$ の場合について地下止水壁による効果を計算した結果が図-4・20である。

約90日間で地中ダムの越流が始まり、さらに上流地点ではその後も地下水の貯蓄が継続される状態を知ることができる。

この結果の解釈の方法、すなわち、 H 、 I 、あるいは (k_a/β) の値が異なる場合の地下水の挙動については、第2章、第3章の場合に準じて考察でき、縦軸、横軸のスケール変換によって判読することができる。

同様に初期地下水位勾配がそれぞれ $I = 1/50$ 、 $I = 1/200$ で他の条件は上の図-4・19と等しい場合について計算した結果をそれぞれ図-4・19、図-4・21に示す。初期地下水位勾配によって地下水貯留がどの程度異なるかを考察するためである。

初期地下水位勾配が大きければ地中ダム地点において越流が始まるまでの時間が短くなるのは当然であるが両者は一次的な関係(反比例)ではない。

また地下水位勾配が小さい方が大きい方に較べて広い範囲で地下水の貯留が行なわれることもわかる。

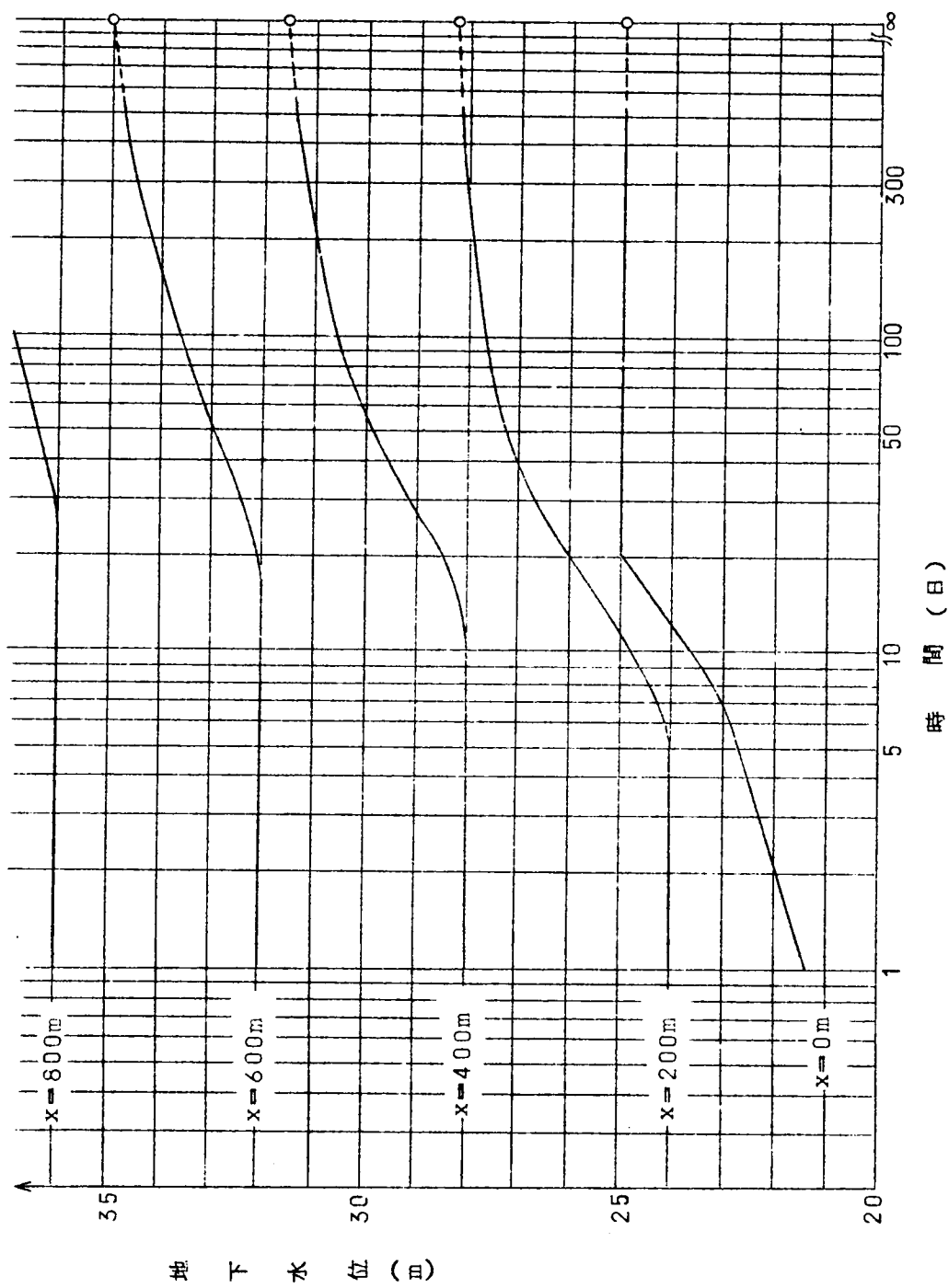


図-4.19 地中ダムによる地下水位上昇 ($I = 1/50$)

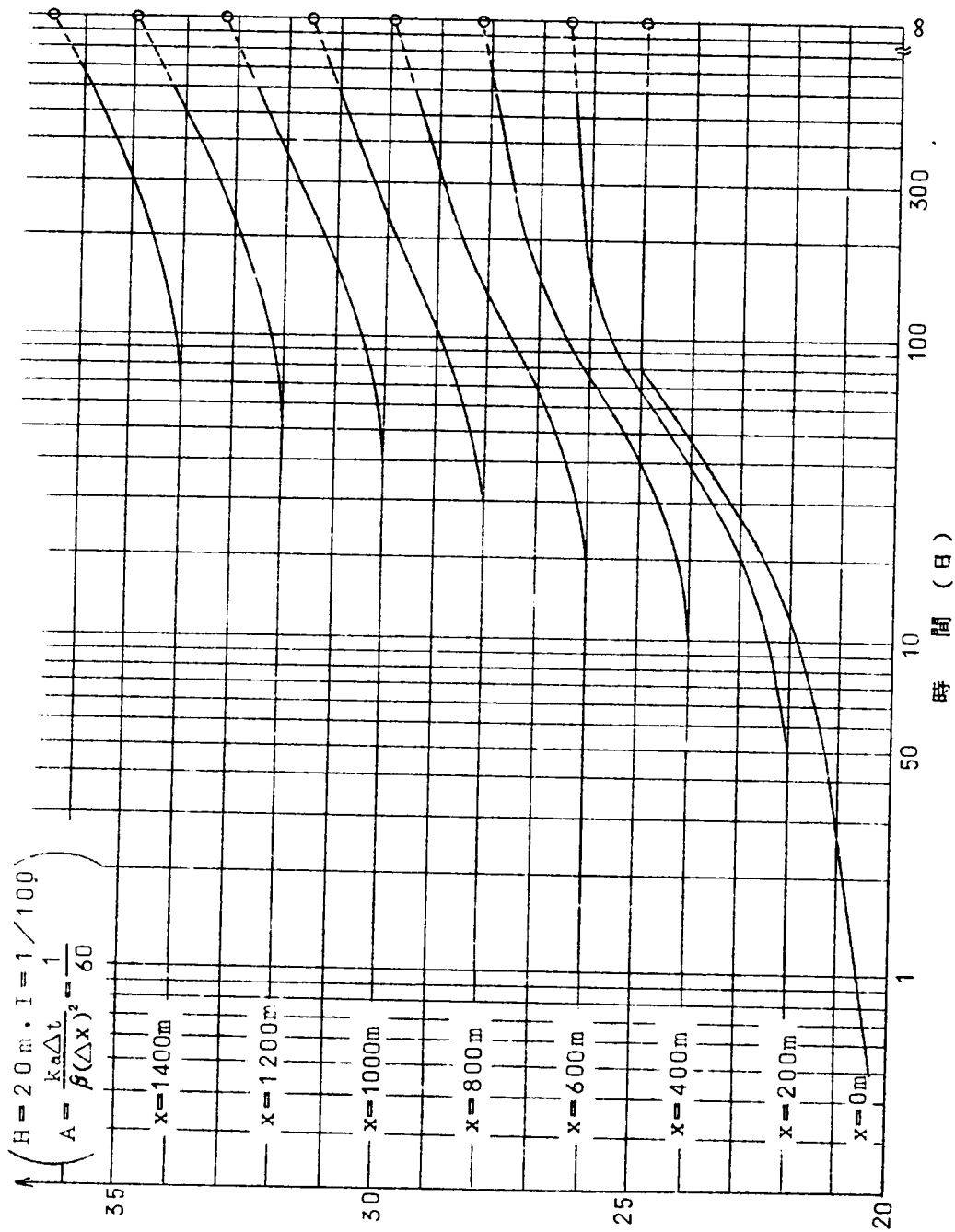


図-4・20 地中ダムによる地下水位上昇 ($I = 1/100$)

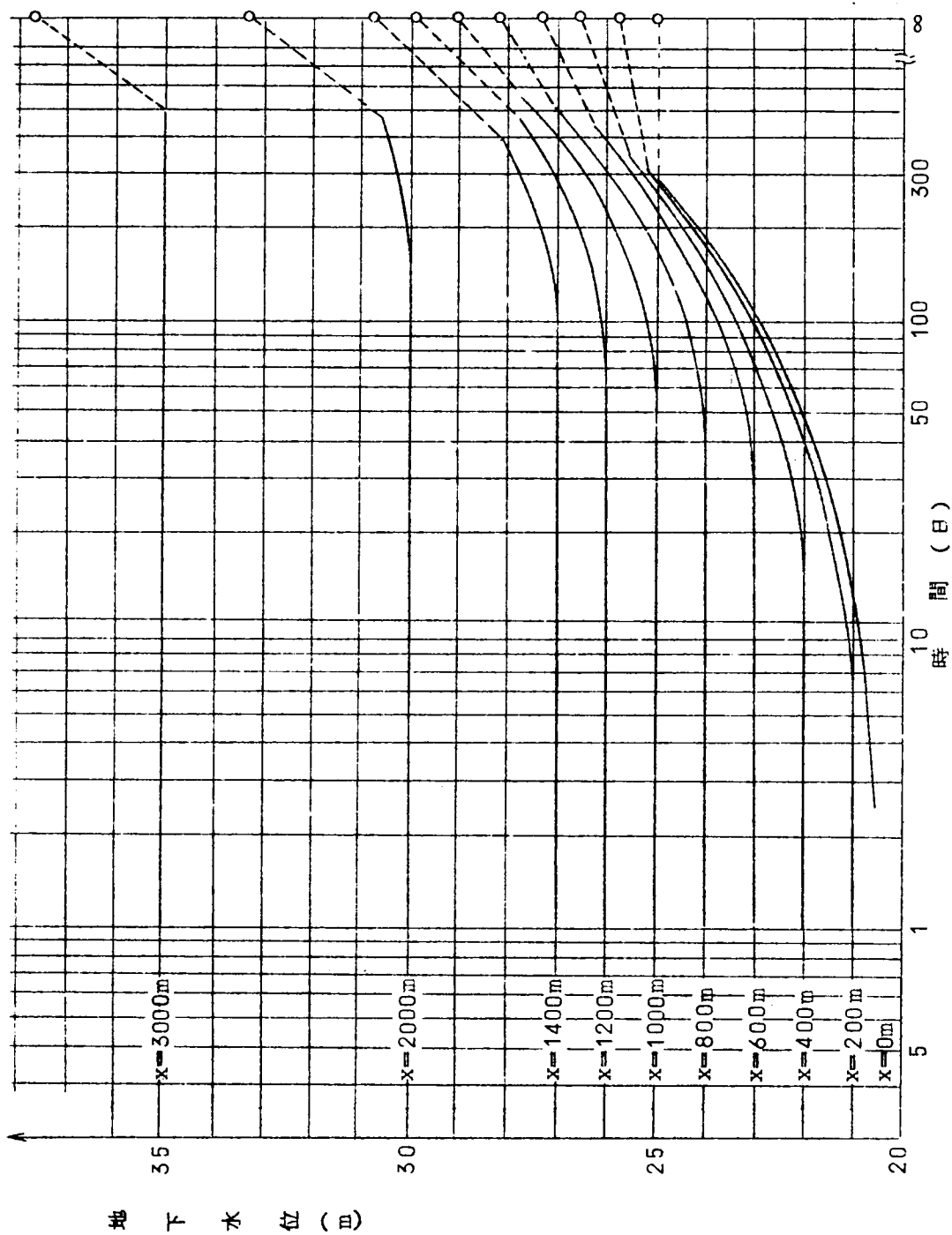


図-4・21 地中ダムによる地下水位の上昇 ($I=1/200$)

4・4・3 地層構成と地下水貯留

図-4・22の模式図に示すような、A、B2種の構造について考察する。地中ダム構築前の準深の値を一様に H とし、準不透水層面より上部 D のところに長さ l の水平な不透水層（層厚を 0 と考える）が存在する。初期地下水位勾配を I とする。

（A）の場合は、地中ダムの前面でこの中間不透水層を貫通する地中導水路を造り、上下層が連絡した構造とする。一方、（B）の場合には地中ダムの構築によって下部透水層が袋状に閉塞された構造である。

この両者の構造の違いが地下水貯留、地下水位変動にどの程度の影響を及ぼすか、という問題

に対して、 D 、 l 、 I の値を変化させて検討してみる。

地中ダム地点で揚水を行なう場合の地下水位変動については、第2章第3節で考察している結果に準するので省略し、貯留過程のみについて結果を示す。

(1) 構造Aの場合

D 、 l 、 I の値によって表-4・3に示すような各ケースに分類する。

ただし、 $H=20\text{ m}$ 、 $I=1/100$ 、 $(k_a/\beta)=133\text{ m/day}$ 、 $lx=200\text{ m}$ 、 $l=n\Delta x$ である。

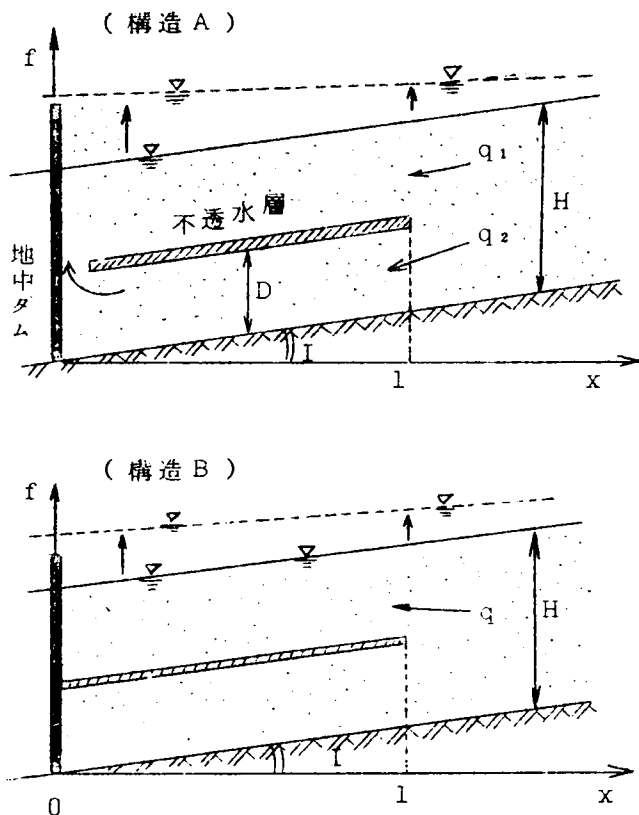


図-4・22 地層構成と地下水貯留

また、同表での()内のCase については座標のスケール変換によって容易に他のCaseの結果からその挙動を知ることができるため、解析を省略する。

各Case についての地下水位上昇(地下水貯留)を図-4・23～4・27に実線で示す。

表-4・3 A 構造の地中ダム

D \ n	3	5	7
5 m	(A _{5,3})	A _{5,5}	(A _{5,7})
10 m	A _{10,3}	A _{10,5}	A _{10,7}
15 m	(A _{15,3})	A _{15,5}	(A _{15,7})

(2) 構造Bの場合

構造Aの場合に準じて表-4・4に示すようなCase に分類する。ただし、他の条件はAの場合と等しい。

各Case についての計算結果を図-4・23～図-4・27に破線で示す。

表-4・4 B 構造の地中ダム

D \ n	3	5	7
5 m	(B _{5,3})	B _{5,5}	(B _{5,7})
10 m	B _{10,3}	B _{10,5}	B _{10,7}
15 m	(B _{15,3})	B _{15,5}	(B _{15,7})

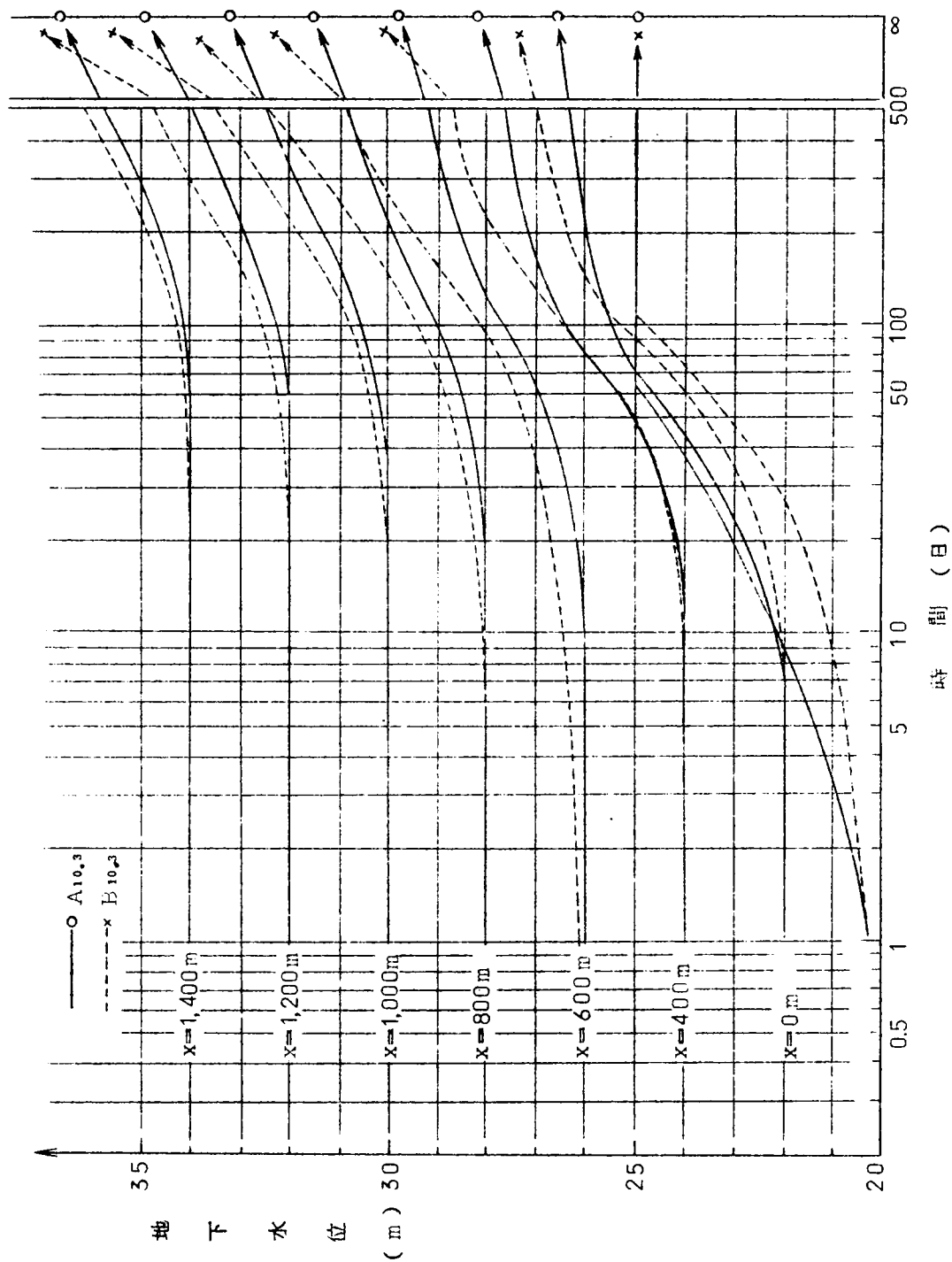


図-4・23 $A_{10.3}$, $B_{10.3}$ 構造の地中ダムによる地下水位の上昇

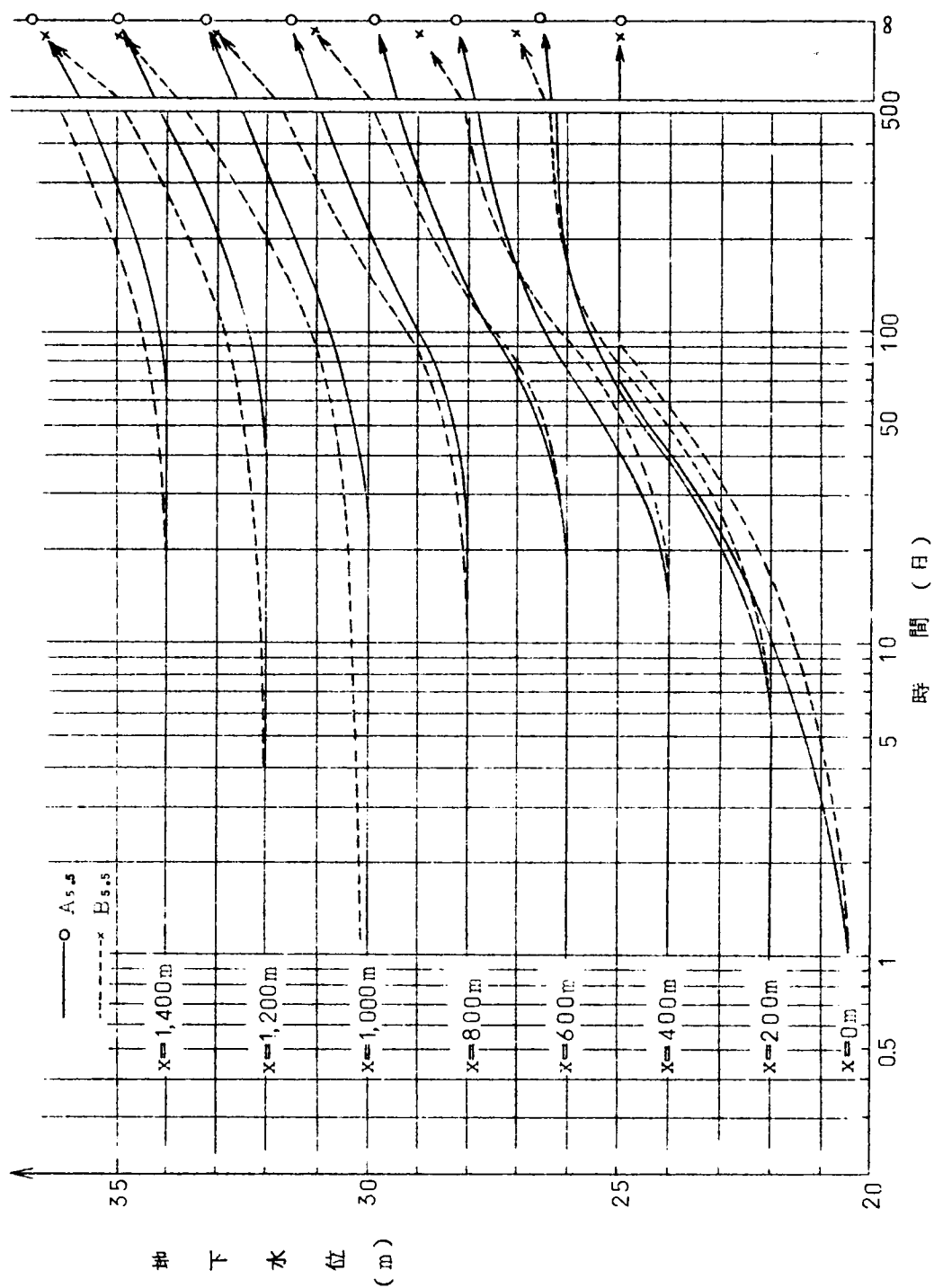


図-2・24 $A_{s,s}$, $B_{s,s}$ 構造の地中ダムによる地下水位上昇

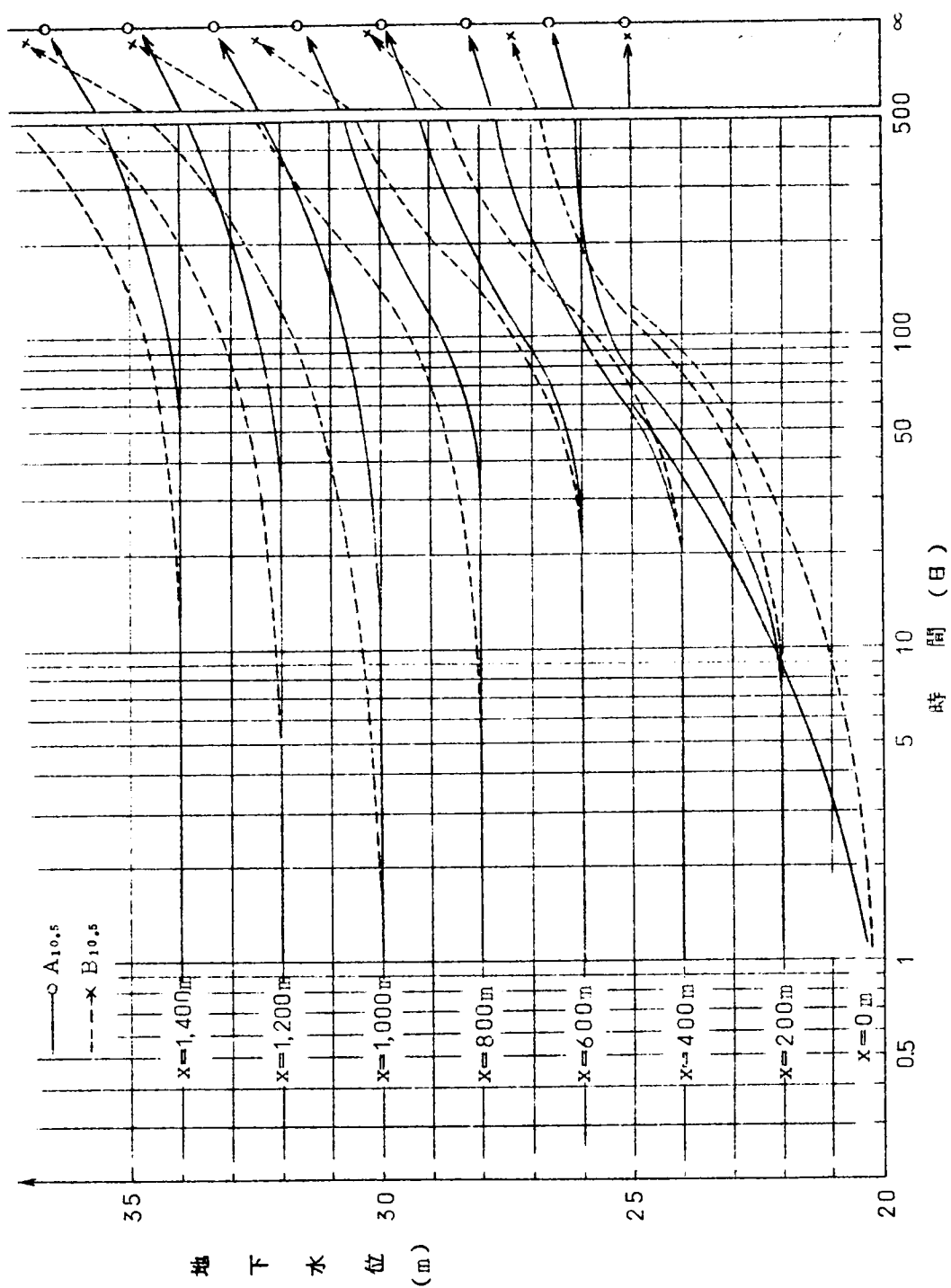


図-4・25 $A_{10.5}$, $B_{10.5}$ 構造の地中ダムによる地下水位上昇

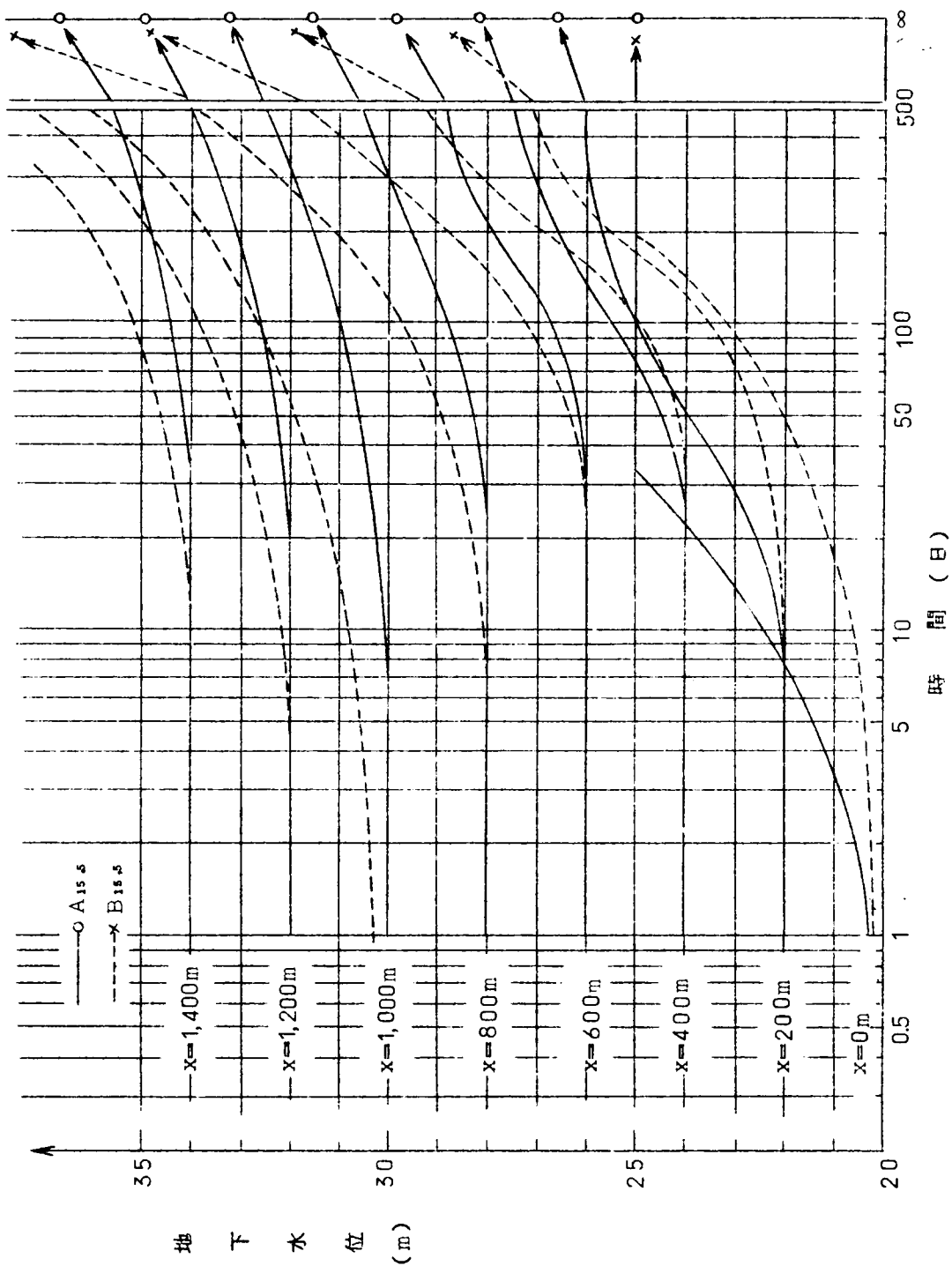


図-4・26 A_{15.5}, B_{15.5} 構造の地中ダムによる地下水位上昇

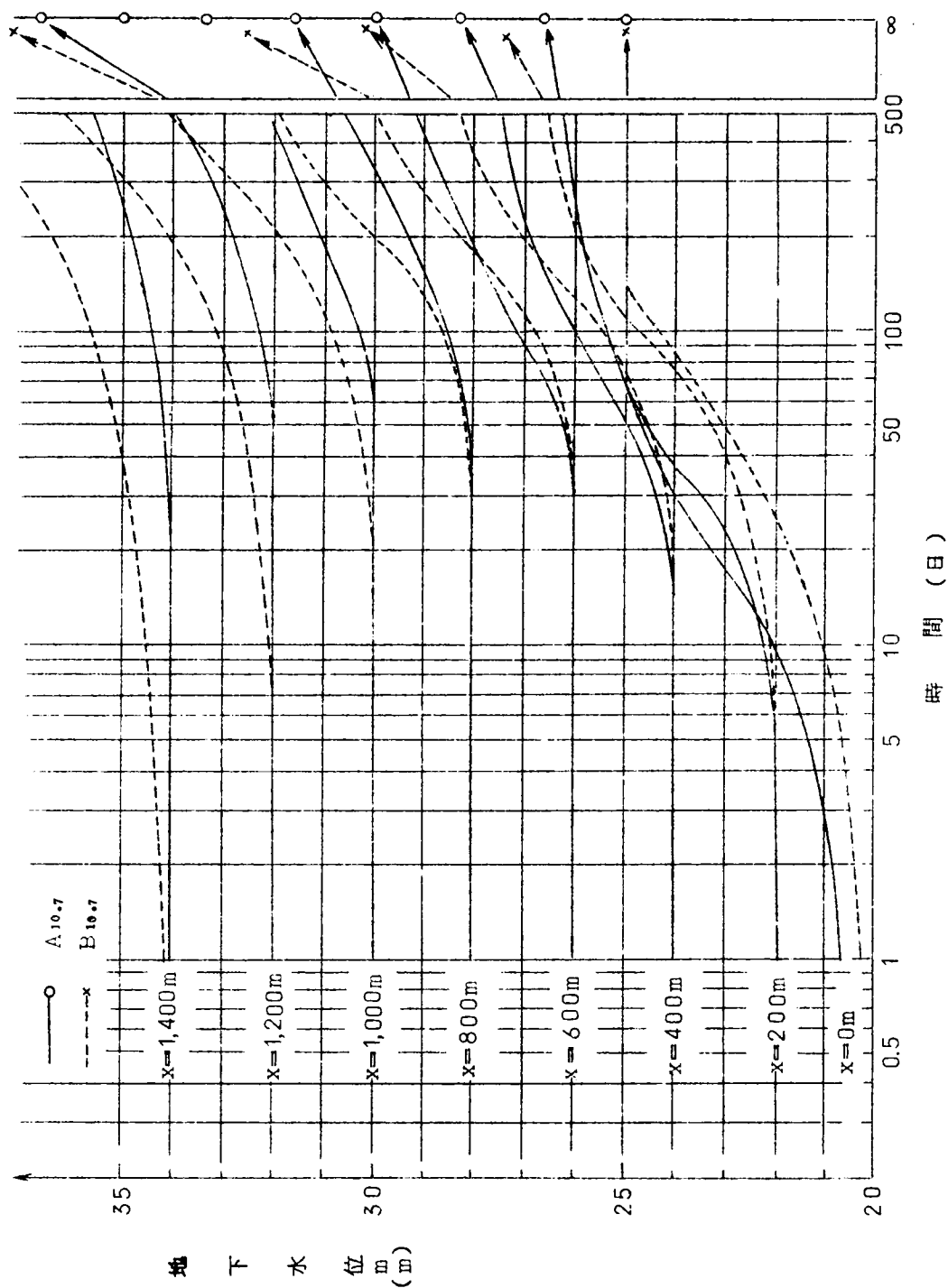


図-4・27 $A_{10.7}$, $B_{10.7}$ 構造の地中ダムによる地下水位上昇

構造Aと構造Bとの差は、前者が地中ダム付近において自由地下水層と被圧地下水層とが連結しているのに対し、後者は被圧地下水が袋状に栓塞された状態となっている。そのため構造Aでは自由地下水、被圧地下水の両層を通過してきた地下水が地中ダム付近で貯留されるが、構造Bでは被圧地下水層中の流れは実質上なくなり、上層の自由地下水層のみを通過したものが貯留されることになる。

また上流から供給される地下水流量は一定であるから、構造Aに較べて構造Bは1地点より下流側への流れが少なくなるため、1地点付近の地下水位の上昇は速く、1地点より上流側での地下水位上昇が大きくなる。

これらの結果が図-4・23～27の実線と破線の差となってあらわれている。

構造Bに較べて構造Aは、ダム地点付近での水位の上昇速度が大きく、オーバーフローが早く始まる。したがって漏洩量が大きく全体としての貯留効率は低い。一方、構造Bは、ダム地点付近での水位上昇速度は構造Aに較べて小さく、ダム地点より上流において水位上昇量は大きくなる。

以上の特性を一概に適、不適で区別して決めつけることはできず、その目的によってその特性を生かすよう努めるべきである。

4・5 細管網モデルによる実験的検討

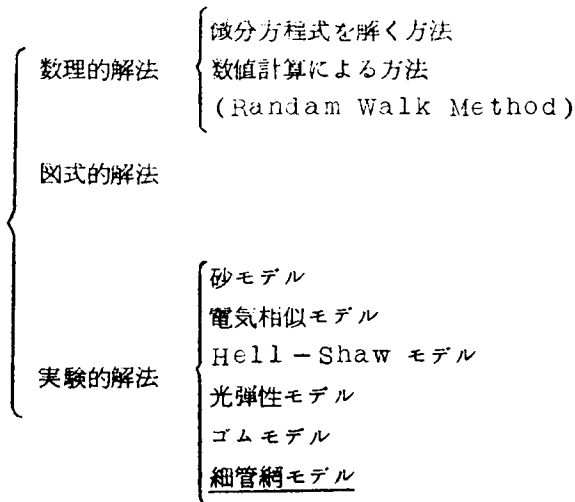
4・5・1 地下水流の解法と細管網モデル

地下水流の解法を大きく分けると、数理的解法、図式解法と実験的解法となる。

数理的な解法としては、微分方程式を与えられた境界条件のもとで解く方法と差分式による数値計算による方法が代表的なものである。前者の方法は地下水流の一般的性状を考察するのに便利であるが境界条件が極く単純な場合にしか適用できない。後者の場合は、計算量が比較的多くなるが、境界条件によって適用範囲が限定されることはない。また、その他特殊な場合の解法として Random Walk Method¹²⁾なども考えられている。

第2の図式解法については、流線網を反復試行法によって描き、定常地下水流の状態の流路、水位、流量などを求める方法であり問題によっては非常に便利であるので広く用いられる。

一方、実験的な方法としては、従来より、砂モデル、電気相似モデル、Hell-shaw モデル、光弾性モデル、ゴムモデル、その他が考えられている。これらはいずれも長短所があるためそれらをよく理解した上で問題の性格によって最適なモデルを選定することが重要である。



とくに従来のモデルの問題点について簡単に考察すればつぎのようである。

砂モデルについては、毛細管帯中の流れの影響が大きく、これを取り除くことが極めて困難であ

る。モデルでは層厚が小さいため現地の場合に比して全層厚に対する毛細管帯の影響は大になり、実験結果の信頼性が低くなる。また砂を均一につめることが難しく、透水性に敏感に影響する。とくに、地中ダムの実験的検討などには適しない。

電気相似モデルに関しては、自由地下水面を決定するのに試行錯誤法によらねばならず、また非定常流の問題を取り扱うことができない。

Hell-Shaw モデルについては、2次元流の場合に限って適用可能で3次元問題に応用できず、また平行板の間隙を一樣に作成することが難しい。

光弾性モデル、ゴムモデルともに定常浸透流の場合に限られ、とくにゴムモデルについては、ゴム膜の張力の規定、境界条件の設定、相似率などに問題点が多く、とくに限られた条件の場合のみ適用できる。このような従来のモデルのいくつかの欠点をおきたう目的で、新しく細管網モデルを開発した。

4・5・2 細管網モデルとその特徴

細管網モデルとは、細管を網目状に接続し、このネットの中に水流または粘性流を生ぜしめ、地下水流を模擬せしめるものである。図-4・28は2次元流の細管網モデルの一例を示したものである。この細管網モデルは製作が容易であるばかりでなく、つぎのような特徴を有している。

- (i) 粘性流体の粘性あるいは細管の径を変えることにより、モデルの透水係数を自由にコントロールすることができる。
- (ii) 境界条件の設置も簡単であり、その操作も容易である。

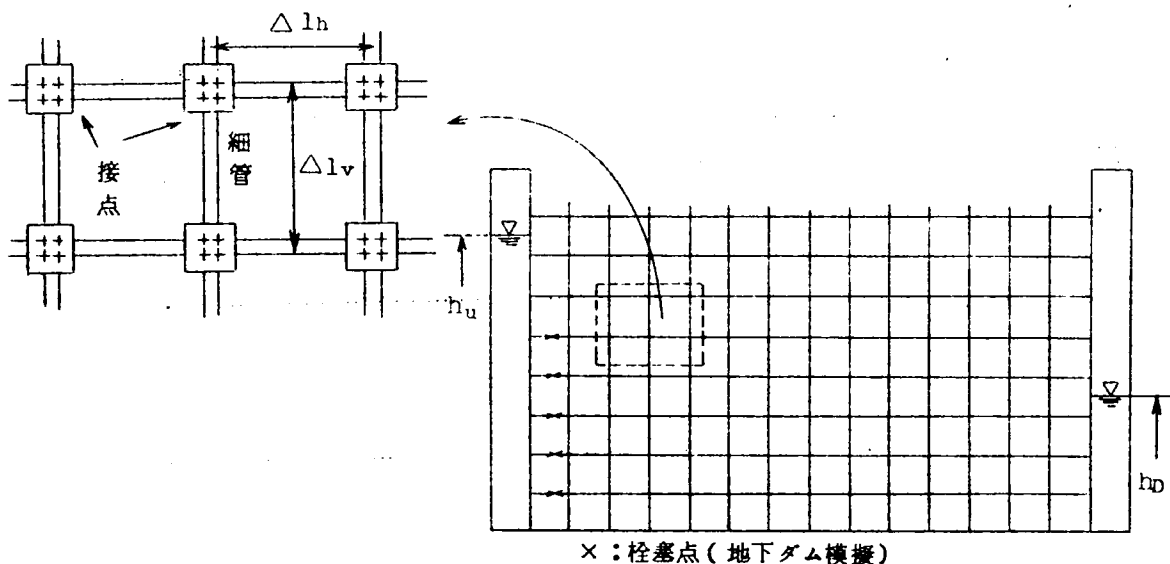


図-4・28 地中ダムの細管網モデル(2次元)

(iii) 細管の径を部分的に変え、あるいは方向によって異なったものを用いればそれぞれ heterogeneous, unisotropic の状態をつくることができる。また網目の間かくを調節することも可能である。

(iv) 非定常流としての実験が可能であり、地下水位変動の伝播係数 (k/β) も容易に調節できる。

(v) 自由水面を直接読み取ることができ、毛細管帯の影響を小さくできる。

(vi) 3次元地下水流の問題に対しては、細管網を立体的に組むことによって容易に適用できる。

(vii) 流体を着色しておけば、流路などの肉眼判定や写真観測も可能となり、全体の挙動を把握しやすい。

一方、問題点としては網目が粗い場合には差分的な結果を得ることになる。しかし、要求する精度に応じて網目の間かくを小さくすることにより高精度の結果を得ることができる。

4・5・3 細管網モデルの理論的考察

(1) 地下水流への変換率

Newton 粘性を示す粘性流体が細管中を層流で流れる場合には Poiseuille の法則により式 (4・13) が成立する。

$$V_{av} = (r_f r^2 / 8\mu) \cdot i \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 13)$$

ここに、 V_{av} : 細管内の平均流速 (土中の間けき中の流れにおいては、いわゆる真の流速に相当する)、 r_f : 流体の単位体積重量、 r : 細管の半径、 μ : 粘性係数、 i : 水頭勾配である。式 (4・13) は Darcy の法則として知られる地下水流における関係式と同形である。

いま、図-4・28に示すように細管網の横方向の間かく、細管の半径をそれぞれ Δl_h , r_h とし、また縦方向の間かく、半径をそれぞれ Δl_v , r_v とする。例えば横方向の細管1本が $\Delta l_v \times 1$ (単位奥行きを考える) の断面を代表すると考えると横方向の見かけの流速 V_h は式 (4・14) で表わされる。

$$V_h = \frac{r_f r_h^2}{8\mu (\Delta l_v \times 1)} \cdot i \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 14_1)$$

全く同様に、縦方向の見かけの流速 V_v に対しては式 (4・14₂) となる。

$$V_v = \frac{r_f r_v^2}{8\mu \Delta l_h} \cdot i \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 14_2)$$

したがって、横方向の透水係数 k_h (水頭勾配が1のとき単位時間に見かけの単位断面すなわち単位奥行き、単位厚さあたりを流れる流量と考える)、縦方向の透水係数 k_v は式 (4・15) であ

らわされる。

$$\left. \begin{aligned} k_h &= \frac{r_f r^2 h}{8 \mu \Delta l_v} \\ k_v &= \frac{r_f r^2 v}{8 \mu \Delta l_h} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4 \cdot 15)$$

また、空けき率 β （見かけの単位体積に対する）は式（4・16）で表わされる。

$$\beta = \frac{a_h \cdot \Delta l_h + a_v \Delta l_v}{\Delta l_h \cdot \Delta l_v} \dots\dots\dots (4 \cdot 16)$$

ここに、 $a = \pi r^2$ である。

非定常問題において、水位変動に重要な (k/β) の値は式（4・15）、式（4・16）より式（4・17）となる。

$$(k_h/\beta) = \frac{r_f a_h \Delta l_h \cdot \Delta l_v}{8 \pi \mu \Delta l_v (a_h \cdot \Delta l_h + a_v \cdot \Delta l_v)} \dots\dots\dots (4 \cdot 17)$$

とくに、縦横の各値の等しい正方形格子網（ $a_h = a_v$ 、 $\Delta l_h = \Delta l_v$ ）の場合には、それぞれ

$$\left. \begin{aligned} k &= \frac{r_f r^2}{8 \mu \Delta l} \\ (k/\beta) &= \frac{r_f}{16 \pi \mu} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4 \cdot 18)$$

となる。

(2) 変換率の求め方

式（4・18）で示される k 、 (k/β) の値はつぎの方法を用いることによって極めて容易に求めることができる。

図-4・29に示すような変水位の透液性試験装置を用いる。すなわち、断面積 $A (= \pi R^2)$ の太い2本の円筒を断面積 $a (= \pi r^2)$ の細管で結び両円筒に粘性液体を入れ、水頭差 $\Delta h (= h_u - h_d)$ を与える。細管中の流れが層流でNewton粘性に従う限り式（4・19）が成立しなければならない。

$$q = c \cdot a \cdot i \dots\dots\dots (4 \cdot 19)$$

ここに、 q ：単位時間当りに細管を流れる流量、 c ：定数 $(= r_f r^2 / 8 \mu)$ 、 i ：水頭勾配である。 $i = \Delta h / \Delta l = (h_u - h_d) / l$ であり、 $2H = h_u + h_d$ とおくと、 $i = 2(h_u - H) / l$ であるから、これを式（4・19）に代入すると式（4・20）となる。

$$q = 2ca(h_u - H) / l \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 20)$$

いま、 dt 時間に円筒の水位が dh 変化したとすれば、連続の条件より式 (4・21) が成立する。

$$qdt = Adh \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 21)$$

式 (4・20)・(4・21) より p を消去して積分すると、

$$\ln(h - H) = - \frac{2ca}{Al} t + C_1 \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 22)$$

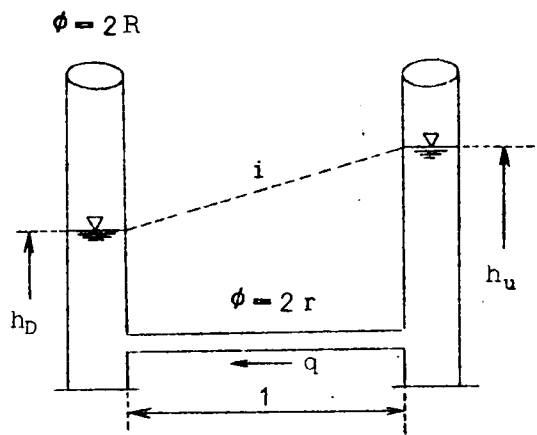


図-4・29 透液性試験装置

となる。ここに、 C_1 : 積分定数であり、 $t = t_0$ のとき $h = h_0$ 、 $t = t$ のとき $h = h$ であるから、 $C_1 = \ln(h_0 - H)$ となり、これを式 (4・22) に代入して式 (4・23) を得る。

$$\ln \frac{h - H}{h_0 - H} = - \frac{2ac}{Al} t \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 23)$$

したがって、半対数紙に $(h - H / h_0 - H)$ を対数目盛に、 t を普通目盛にとれば式 (4・23) の関係は直線で示される。その直線の勾配より c の直を計算することができる。

$$c = \frac{2.3 Al}{2a(t_1 - t_2)} \log \frac{h_2 - H}{h_1 - H} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 24)$$

ここに、 $t = t_1$ のときの水位を h_1 、 $t = t_2$ の水位を h_2 とする。

一方、 $c = (r_e^2 r^2 / 8\mu)$ であるから、これを式 (4・18) に代入すれば、

$$\left. \begin{aligned} k &= ca / 4l \\ (k / \beta) &= c / 2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 25)$$

となる。式 (4・24) で求めた c の値を式 (4・25) に代入すれば、 k 、 (k / β) の値を容易に計算することができる。

また、このモデルによる実験が Darcy の法則に従うとする地下水流を模擬しているかどうかの判定については、上記の変水位透液試験の算定式 (4・19) ~ (4・24) でも明らかなように c が定数になるかどうかによって合否、あるいはモデルの精度等を確かめることができる。すなわち、 $(h - H / h_0 - H)$ を対数目盛に t を普通目盛にとってグラフを描けば、液体が Newton 粘性を示せば関係は直線とならなければならない。

4・5・4 本実験に用いた細管網モデル

(1) 細管網モデルの構成

本実験に用いた細管網モデルは、前出の図-4・28に示すような2次元モデルである。その構成は、細管には内径 $\phi=3$ mmの塩化ビニール製パイプを用い、それらの節点には4方から孔をあけたアクリル樹脂製の小立方体を用い、接続はこの小立方体中にビニールパイプを差し込んで接着している。細管網の網目の間かくは10cmの正方形格子であり、高さ90cm、長さ140cmである。地中ダムの構造としては図-4・28の×印の位置においてパイプを栓塞している。なおモデルの(高さ):(長さ)の比は9:14に作成している。その理由としては、地中ダム地点より透水層厚さ(高さ)の1.5倍以上離れたところ(長さ)では、Dupuit-Forchheimerの仮定が成立し、準1次元流として取り扱うことができるとしている。すなわち、これ以上の部分については数理的な解析によって十分な結果を得ることができ、モデルをわざわざ大きくする必要を認めないからである。

(2) 粘性流体の性質

実験用の粘性流体として市販のCMC(Carboxyle Methyl Cellulose)溶液を用いている。

CMC溶液はNewton粘性に近い粘性を有していること、長時間放置しても均一性を保ち沈殿せず、また壁面などに付着しないこと、濃度を自由に变えることによって溶液の粘性の調節が容易であること、安価に入手できること、などの実験用として好ましい諸性質を有しているためである。

一方、温度による粘性の変化が比較的大きく、また長期放置すれば、粘性が低下する傾向が認められるが、しかしこれらの点については恒温室内で実験し、また温度補正をすれば十分な精度を得ることができる。

図-4・30はCMC溶液を用いたパイプ中の透液性試験(図-4・29)の結果である。片対数紙上に時間 t (普通目盛)と $(h-H/h_0-H)$ (対数目盛)との関係をプロットすれば近似的に直線とみなしうる。すなわち、CMC溶液はNewton粘性を示し、パイプ中の流れは水頭勾配に比例するのでDarcyの法則に従う地下水流を模擬せしめることが可能である。

また、パイプのみの場合とパイプに接点を有する場合との差は極めて小さく無視しうることを別

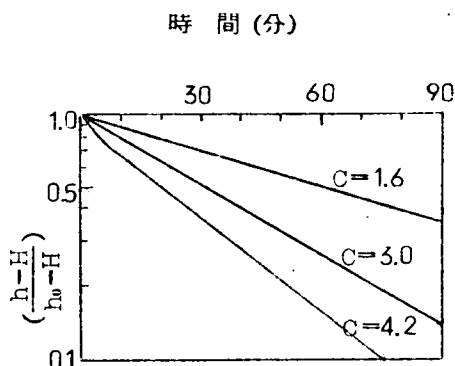


図-4・30 変水頭透液性試験結果の例

に確かめている。

4・5・5 地下水流の一実験

細管網モデルを用いた地下水流の実験方法に関する吟味を行なうため、地中ダムのない様な自由地下水帯を想定する。

定常流としての実験結果を図-4・31に示す。Dupuit-Forchheimerの仮定が成立する場合の理論式(4・26)を実線で示しているが、よい一致をみている。

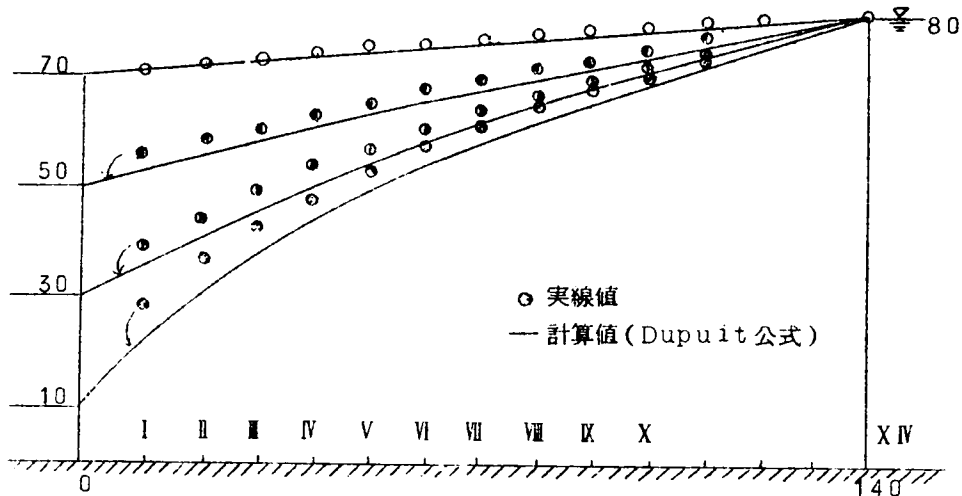


図-4・31 細管網モデルによる定常浸透流の実験例

$$\frac{h_0^2 - h^2}{h_0^2 - h_L^2} = \frac{x}{L} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 26)$$

また、非定常流としての実験結果については図-4・32に示す。初期水面を一定(40cm)に保ち、一方の水位を20cmに低下させた場合の各点の水位変動の状態を示したものである。図中の数字は下流側から数えた細管の位置を示している。実線で示したものが実験結果であり、破線で示しているのは数値計算により求めたものである。細管網の網目の間かくが粗い場合には、水頭の昇降が1より小さい範囲内では横方向の細管は空けきとしての意味がなくなることがあり、したがって式(4・25)による (k/β) の値が0/2~1の間の値をとりうることに注意しなければならない。図-4・32におけるXの両値に差がみられるのは上記の原因によるものと考えられる。

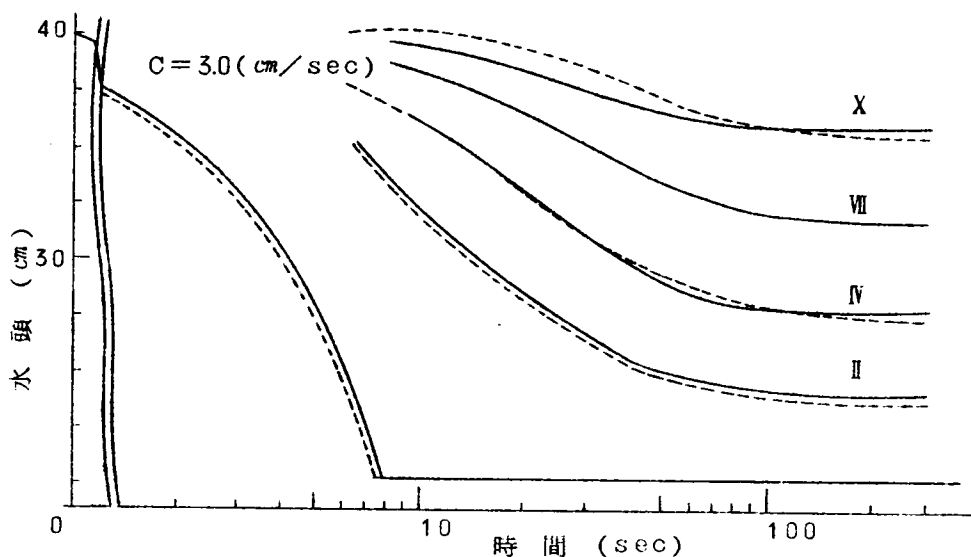


図-4・32 細管網モデルによる非定常浸透流の実験例

4・5・6 地中ダムの定常実験

(1) 地中ダムの深さと地下水位

図-4・33は、地中ダムの下をまわって地下水が漏洩する場合について、地中ダムの深さと地下水位の関係の実験結果を示したものである。 n （初期の透水層に対する地中ダムの長さの比）をパラメータとして地中ダムより下流側の水面形を示したものが図-4・33(a)であり、上流側の水面形を示したものが図-4・33(b)である。

地中ダムの深さが大きくなって地下水規制の効果が増大する状態を定量的に理解することができる。

また図-4・34は、自由水面の位置と底面の圧力の差を示している。

(2) 地下止水壁の深さと地下水漏洩量

地下止水壁の深さによって地下ダムを漏洩する地下水流量がどのように変化するかを実験的に検討した。

図-4・33(a)の形態についての実験結果を図-4・35に示し、図-4・33(b)の形態についての結果を図-4・36に示す。図-4・35、図-4・36から地下止水壁によって地下水流量 q が減少する様子を理解することができるが、ダム化率 n が小さい間は q の変化はごく小さく、 n の増加とともに q が急激に小さくなり、ダム上流部に地下水が貯留される様子を理解することができる。

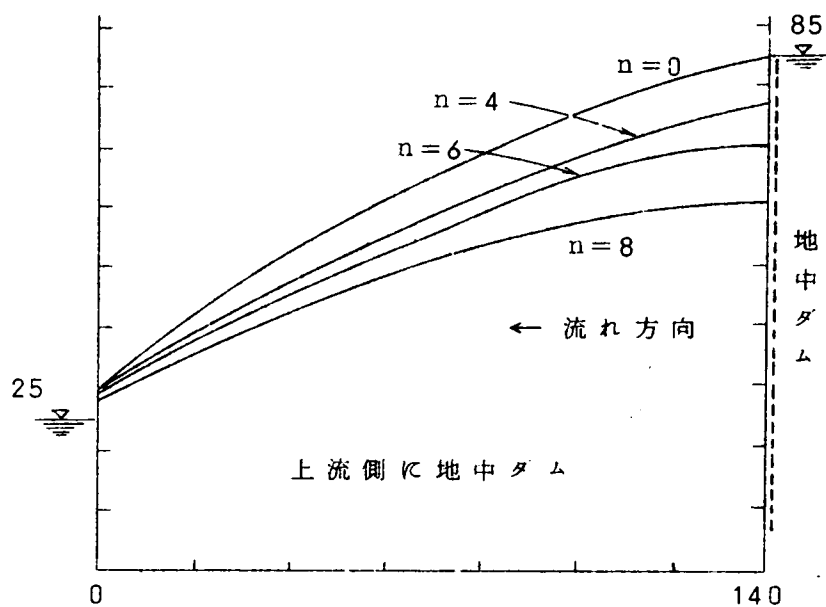


図-4・33(a) 下流側の自由地下水面形

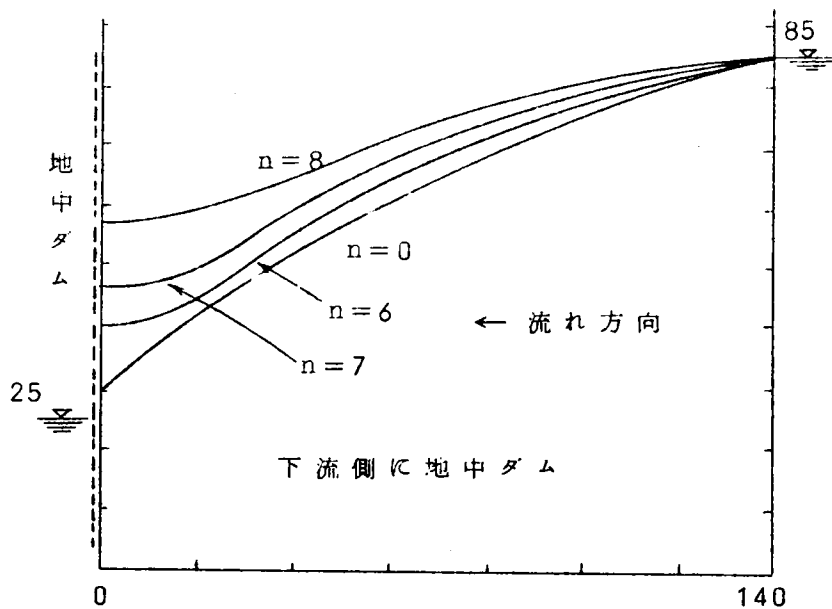


図-4・33(b) 上流側の自由地下水面形

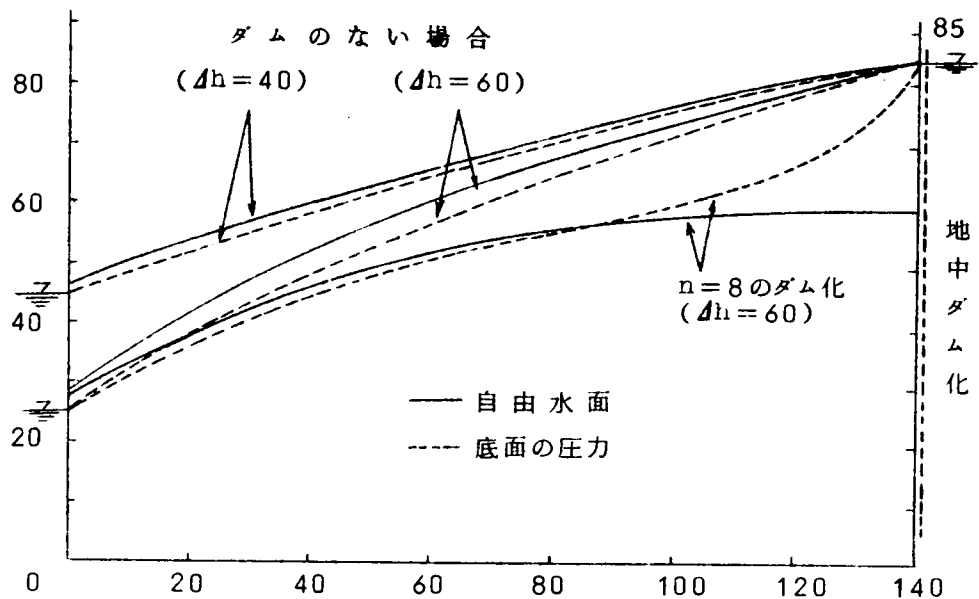


図-4・34 細管網モデルによる実験結果の例

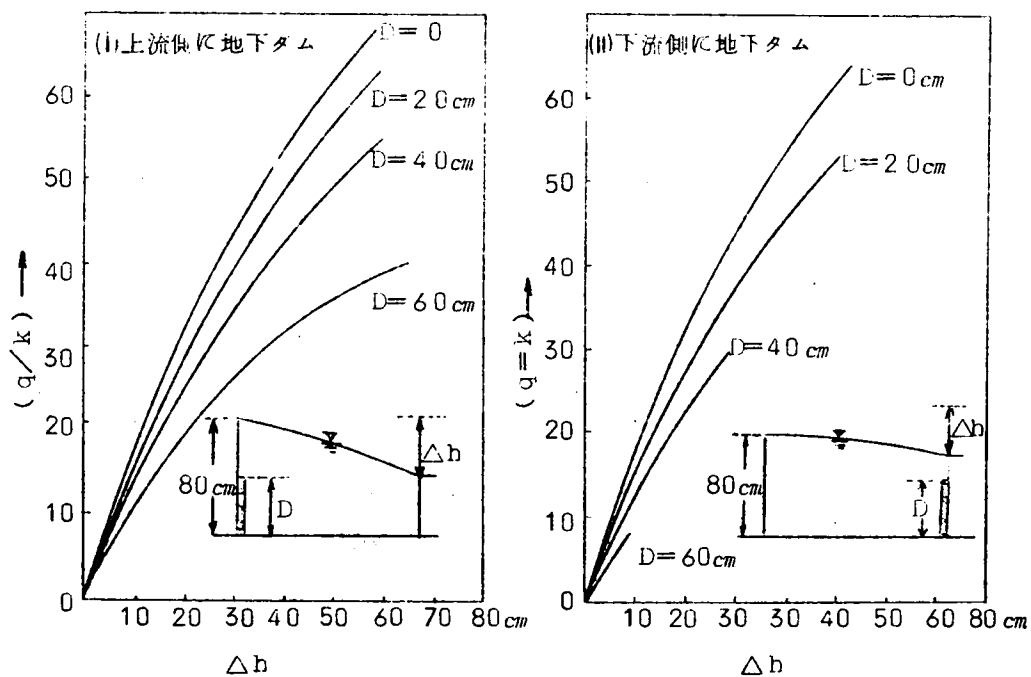


図-4・35 地下ダムの上部をオーバーフローする場合

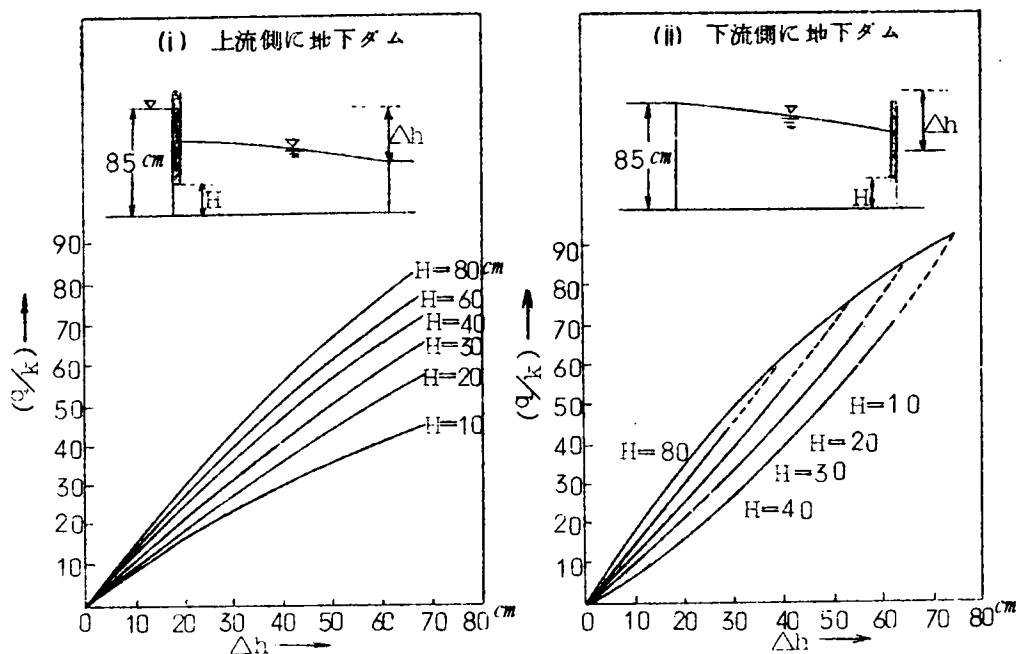


図-4・36 地中ダム下部より漏洩する場合

る。しかし地中ダムが無い場合の地下水流量に較べてダム化率 η が6～7割になって地下水流量が約2分の1に減少することから地下水貯留の速度という面からもダム化率は重要なファクターとなることがわかる。

(3) 実験結果の応用

以上に示した実験結果は実験装置の関係からいずれも、地中ダムより下流側を対象としている場合(たとえば図-4・33(a))にはダム地点より上流は地表水であり、また逆に図-4・33(b)ではダムより下流は地表水である。しかし実際には多くの場合図-4・4に示すように、地中ダム地点より上流、下流共に地下水である。そこで本実験結果からつぎのような順序で近似的に上流、下流の地下水位、流量などを決定することができる。

①地中ダム地点より上流側の実験から h_{u1} 、 h_{D1} 、 q_1 を求める。(添字1は上流側の実験、添字2は下流側の実験) ②つぎに地中ダム地点より下流側の実験から、 h_{D1} に等しい h_{u2} を有し、かつ q_1 に等しい q_2 になるように h_{D2} を決める。③ h_{u1} 、 $h_{D1}(=h_{u2})$ 、 h_{D2} を用いて上流側、下流側の水面形を求め、そのときの地下水流量は $q_1=q_2$ である。以上の操作は地中ダム直下の透水点(図-4・37の破線部)の等ポテンシャル線は近似的に鉛直方向であることを仮定している。この仮定による影響は非常に小さい。

図-4・37は以上の1計算例を示している。

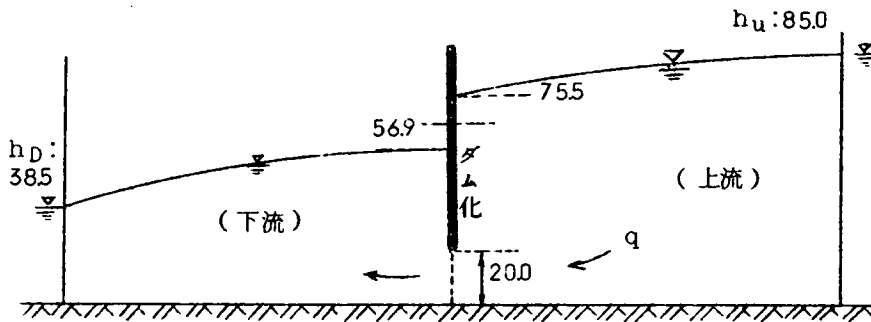


図-4・37 地下水位の合成方法

4・5・7 地中ダムの非定常実験

下流側の地下水位変動が、地中ダムを通して上流側にどの程度の速さで伝達されるかという非定常地下水流の問題を、細管網モデルを用いて実験的検討を試みた。前出の図-4・32はその1例である。地中ダムの深さを種々に変化させた場合の水位変動の伝播状態を半対数紙上にプロットした数例を図-4・38～図-4・40に示している。地中ダムが深くなる程、伝播は加速的に小さくなる事が認められる。

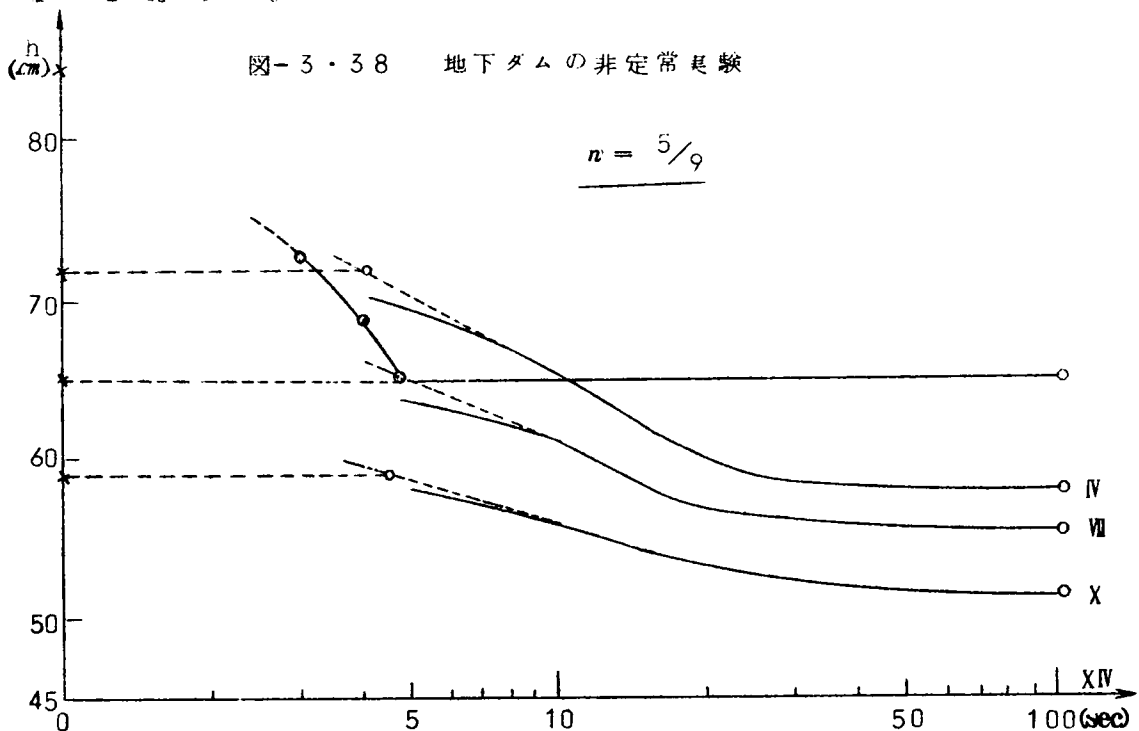


図-3・38 地下ダムの非定常実験

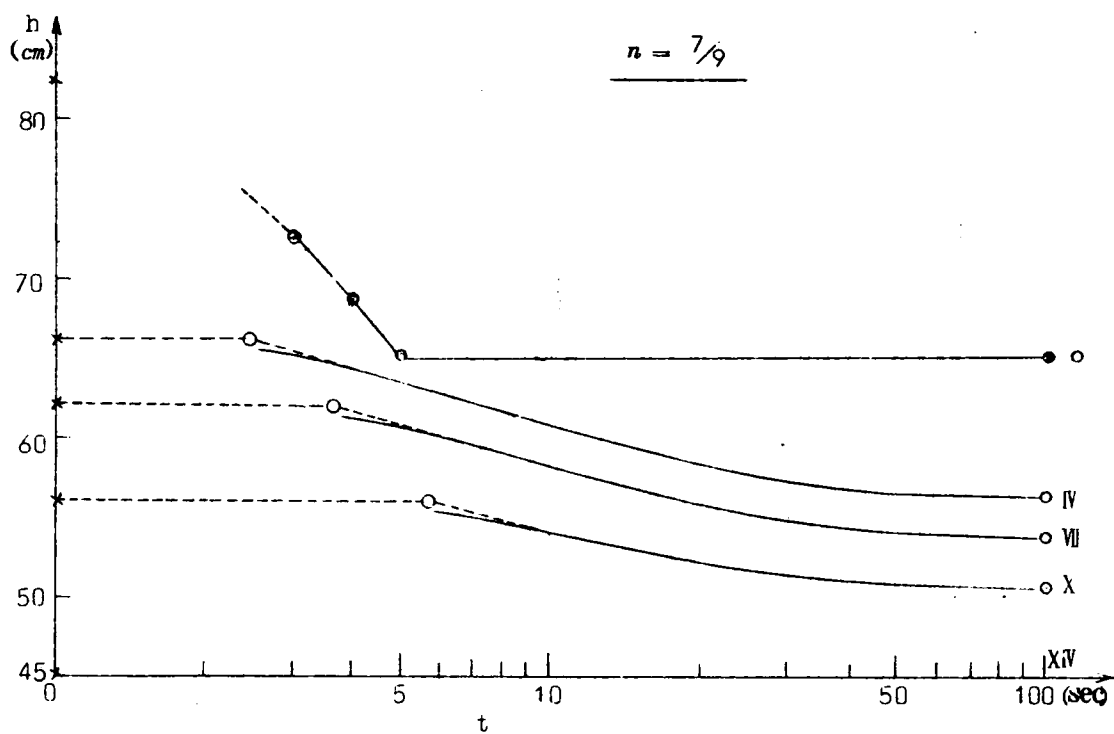


Fig. 4.39

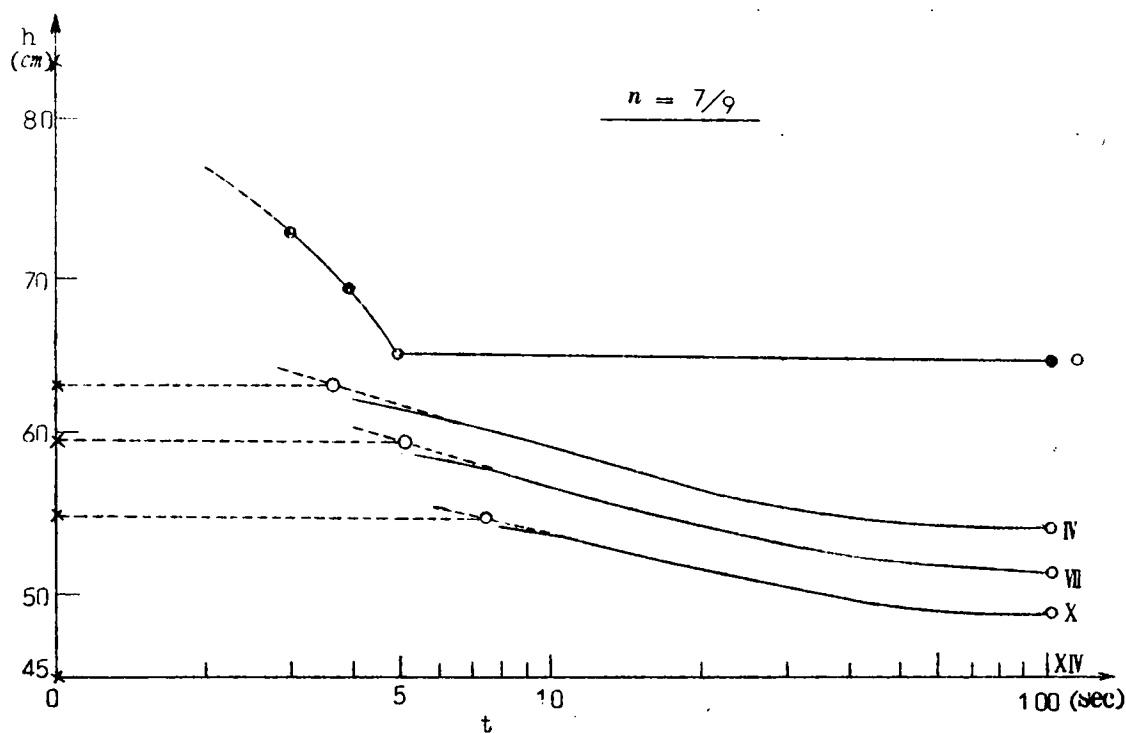


Fig. 4.40

地下水流に対して細管網モデルを開発し、理論的および実験的にその妥当性を示した上で、このモデルを用いて地中ダム付近の地下水位、地下水流について実験結果を示した。

これらの結果は具体的に地中ダムを構築し、地下水規制を行なう際の基礎資料となりうるものである。

4・6 地中ダムの現地への応用の検討

地中ダムを現地に適用する場合には、その地域の地下水性状に関する調査が十分行なわれ、広域地下水の挙動が把握された上でなければならない。地中ダム施工に対しては、さらに精細な地点調査も必要である。

第3章で奈良盆地の地下水についての地域調査⁷⁾を述べたが、同盆地の地形は周囲を山岳、高原で囲まれ、盆地内に降った雨の盆地外への流出は蒸発を除いて王寺町付近からの大和川が唯一のものであって、あたかも自然が造った巨大な地中ダムの形態を有しているといえる。本節ではこの自然の作った地中ダムの効果を検討する。

4・6・1 定常地下水流としての解析

(1) 解析方法の概要

第2章および第3章で述べた地下水位変動の解析方法に準じて地中ダムによる地下水位の上昇量の算定を行ない、地下貯留の効果を判定する。解析方法はすでに3・6・6に詳述しているがその概要はつぎのとおりである。

図-4・41において地下水の透水層厚さを h 、透水係数を k 、地下水位勾配を I 、2つの隣り合った流線 ψ_1 、 ψ_2 の流路巾を b とする。この流路の単位時間あたりの地下水量 Q は

$$Q = k \cdot I \cdot h \cdot b$$

であり、すでに準深 H を式(3・4)で定義した。

$$H = \left(\frac{Q}{k}\right)_a \cdot \frac{1}{b \cdot I} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 4)$$

ここに $\left(\frac{Q}{k}\right)_a = I_a \cdot h_a \cdot b_a$ である。

流路の任意のA地点における h_a を知れば、 b 、 I を

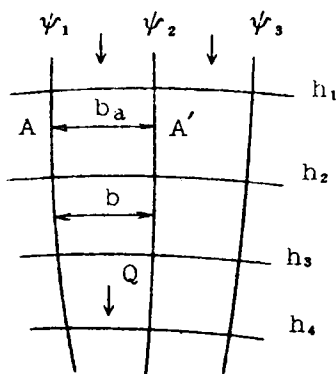


図-4・41

地下水位等高線図から求め準深Hを計算することができる。

式(3・4)を書きかえて式(4・27₁)であらわす。

$$I = (Q/k)_a \cdot \frac{1}{bH} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 27_1)$$

地下水位が Δh 変化したために準深Hが $(H - \Delta h)$ に変化し、そのときの地下水位勾配を I' とすれば式(4・27₂)が成立する。

$$I' = (Q/k)_a \frac{1}{b(H \pm \Delta h)} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 27_2)$$

ただし $\Delta H \div \Delta h$ ($\alpha = 1$) とする。

式(4・27)を微小区間について階差的に用いて図解法によって図-4・42に示すように変化後の地下水位形を求めらる。

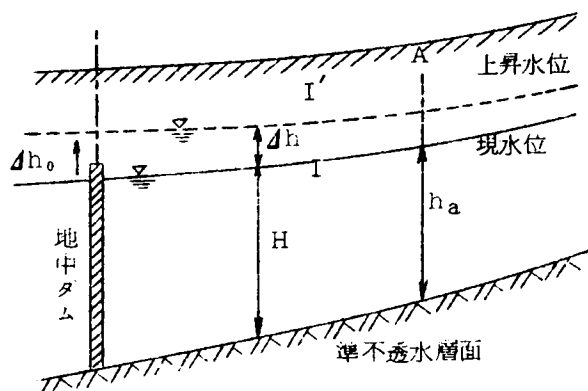


図-4・42 定常解析の説明図

(2) 解析例

前出の奈良盆地における図-3・79のNo.1～No.18の18流路について、地下水位35.0mの王寺町付近において、地中ダムによって地下水位が5.0m上昇した場合と逆に揚水によって5.0m低下した場合とを想定し、長期間後の上流地点での水位変化量を解析している。図-4・43はそれらの結果のうちの一例としてNo.12の流路についての解析結果を示している。同図の実線は現在の地下水位形であり、破線は上昇後、1点鎖線は低下後の各水位形である。

(3) 解析結果

王寺町付近の約1Km²(図-4・44の斜線をつけた領域)で地下水の揚水によって地下水位を長

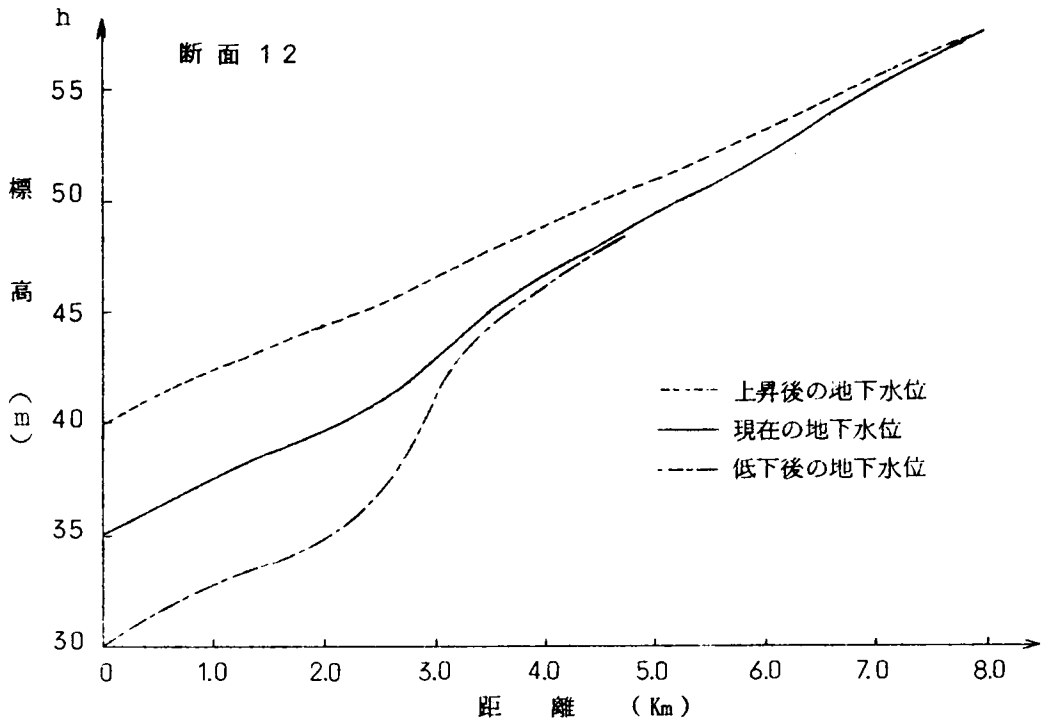


図-4・43 地中ダムによる地下水位変化の定常解析の結果の一例

期間5.0 m低下させた場合を想定し、流路No 1～No. 18について上記の解析例と同様に計算した結果を図-4・44に示す。実線は等低下量線であり、付する数字はその低下量の大きさを示す。いま有効空けき率を0.2としてその地下貯留量の減少した量を概算してみると約3700万 m^3 となる。一方、逆に同地域で地中ダムによって水位を5.0 m長期間上昇せしめた場合についての解析結果を図-4・44に破線で示している。その貯留量の増分量は約4,800万 m^3 となる。低下、上昇の両者の貯留量の増減を加えると実に8,500万 m^3 であり、たとえば1日10万 m^3 の地下水揚水を行なったとしても2年以上に耐えうる量であり、地下貯留の容量がいかに大きいかわかることができる。

4・6・2 非定常地下水流としての解析

地下水流は非常に緩慢であり、水位の変動も地表水の場合と比較するとはるかに長時間にわたる。したがってたとえば1年を周期とする利用、収支を考えるには非定常流としての検討が必要である。さて、一般的計算方法についてはすでに第2章、第3章において詳しく述べたが、ここでは簡易計算法としての図解法を提案する。

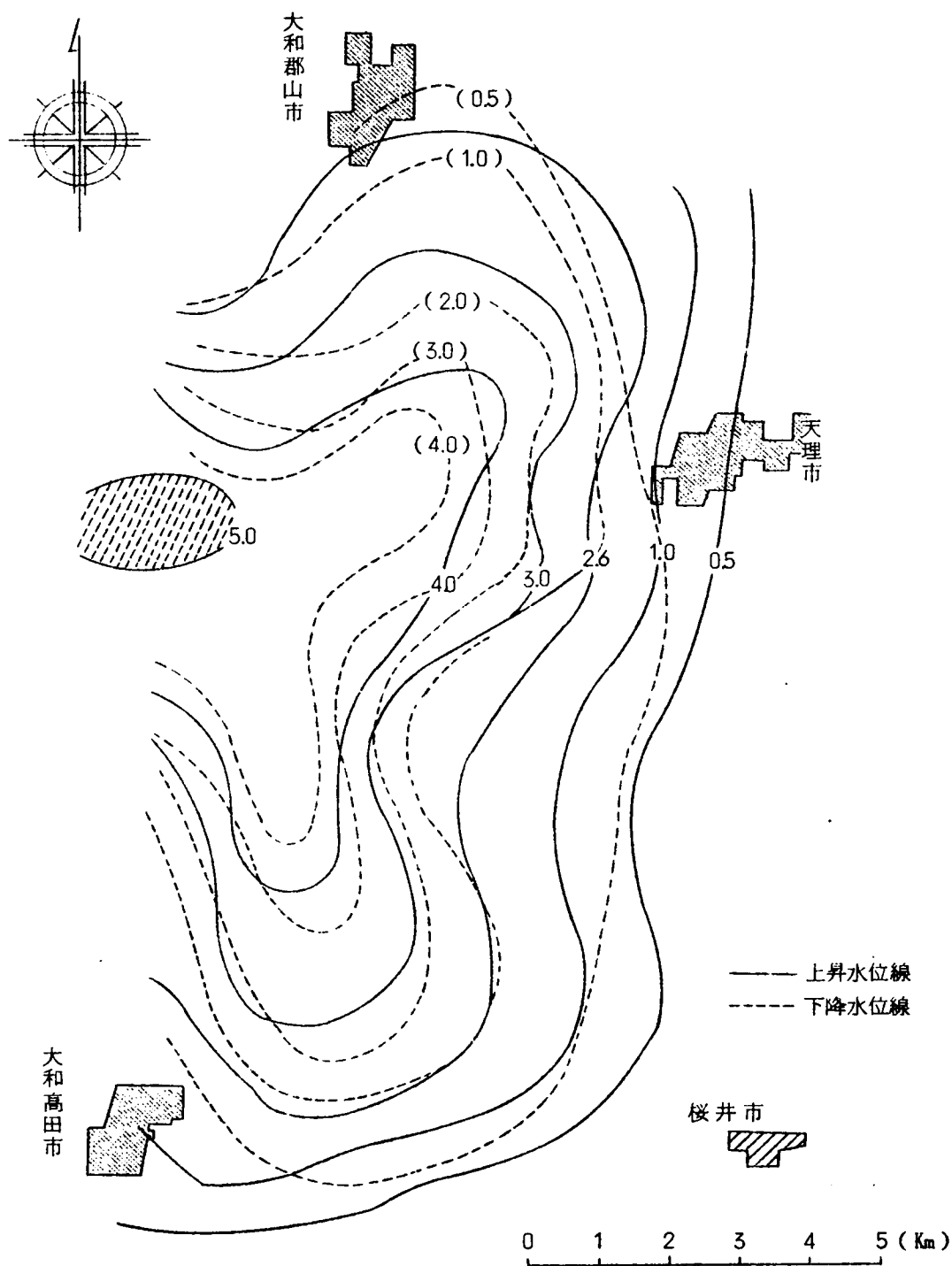


図-4・44 地中ダムによる地下水位変化影響図
(定常流としての解析結果)

本計算法によれば境界条件の導入も容易であり計算労力も少なくてよい。精度についてはあくまで巨視的な観点から地下水の大勢を把握するという目的では充分実用に供するものである。

(1) 基本式の誘導

運動，連続の両式より地下水位形の基本式は式(4・28)であらわせる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k_a}{\beta} H \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{k_a}{\beta b} \frac{\partial (Hb)}{\partial x} \frac{\partial h}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 28)$$

ここに， t ：時間， β ：有効空けき率， h ：地下水位である。

式(4・28)を差分表示にすると式(4・29)となる。

$$h_j(\Delta t) - h_j(0) = \frac{k_a H \Delta t}{\beta (\Delta x)^2} (h_{j+1} - 2h_j + h_{j-1}) + \frac{k_a \Delta (Hb) \Delta t}{4 \beta b (\Delta x)^2} (h_{j+1} - h_{j-1}) \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 29)$$

式(4・29)において

$$\left. \begin{aligned} \frac{k_a H \Delta t}{\beta (\Delta x)^2} &= \frac{1}{2} \quad (\text{または, } \Delta t = \beta (\Delta x)^2 / 2 k_a H) \\ A &= \frac{1}{2} + \frac{k_a \Delta (Hb)}{8 b}, \quad B = \frac{1}{2} - \frac{k_a \Delta (Hb)}{8 b} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 30)$$

とおくと，

$$\left. \begin{aligned} h_j(\Delta t) &= A_j h_{j+1}(0) + B_j h_{j-1}(0) \\ A_j + B_j &= 1 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 31)$$

となる。したがって各微小区間において A ， B をあらかじめ計算しておけば現在の水位 $h(0)$ から Δt 時間後の水位 $h(\Delta t)$ を式(4・31)を用いて容易に求めることができる(図-4・45参照)。

(2) 解析順序

以上の基本的な考え方にもとづいてつぎの順序で解析を行なう。

- (i) 地下水位等高線図に流線を描き，地下水位勾配 I ，流路巾 b を求める。
- (ii) 流路での地下水流量 Q を仮定し(h_a ， k_a を求める代りに Q を求めることになる)，

$$Q / I \cdot b = k_a H$$

から $k_a H$ の値を計算する。

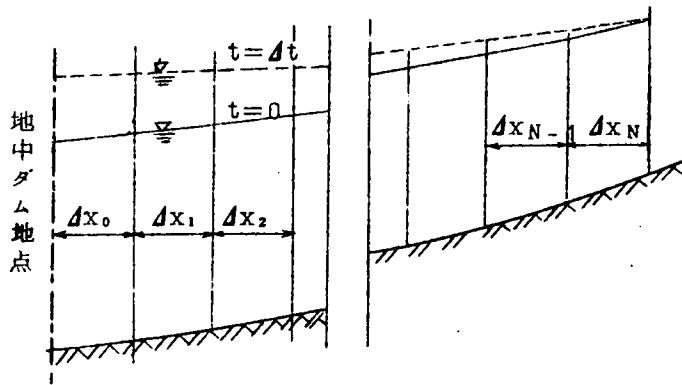


図-4.45 非定常解析の説明図

(iii) 有効空けき率 β を決め、 Δt の値を適当な値にとって式(4.32)から Δx_1 の値を計算する。

$$\Delta x_1 = \sqrt{\frac{2 \Delta t}{\beta} \cdot k_a H_1} \quad \dots\dots\dots (4.32)$$

(iv) Δx_1 で流路を流れの方向に区分しダム地点より($i=0, 1, 2, \dots, i \dots N$)とする。区分点における地下水位 h_1 を地下水位等高線図より読みとる。

(v) A_i, B_i を計算する。ただし添字はその区分での平均値を示している。

(vi) $h_{i+1}(0), h_{i-1}(0), A_i, B_i$ を式(4.31)に用いて $h_i(\Delta t)$ を求める。この操作には図-4.46に示すようなノモグラフをあらかじめ準備しておくことによって能率よく地下水位の変動を計算して行くことができる。

(vii) 順次くりかえして Δt 時間後の地下水位を求める。

ノモグラフによる方法について簡単に説明する。

図-4.46に示すように単位長さ L の間隔で平行にⅠ, Ⅱの目盛を作る。さらに L を(4.30)で求めた $A_i : B_i$ の比に分割し、その点を通り直線Ⅰ, Ⅱに平行に直線①を引く。直線①にもⅠ, Ⅱと同じ目盛をつける。

さてこのノモグラフの使用法は、Ⅰ目盛に下流側の地下水位 $h_{i-1}(0)$ をあわせⅡ目盛に上流側の地下水位 $h_{i+1}(0)$ をあわせ定規をあてる。定規と①直線との交点の読みが Δt 時間後の地下水位 $h_i(\Delta t)$ である。

なぜなら

$$h_{i-1}(0) + \frac{\{h_{i+1}(0) - h_{i-1}(0)\}}{L} \cdot A_i = h_i(\Delta t)$$

$A_i + B_i = 1$ であるから、上式に代入

すると、

$$\frac{A_i}{L} h_{i+1}(0) + \frac{B_i}{L} h_{i-1}(0) = h_i(\Delta t)$$

となり、これは式(4・31)そのものである。

(3) 境界条件

式(4・31)を解く場合の境界条件について述べる。

a) 上流端の境界条件

すでに、4・4・1において述べてい

るとおりである。

b) 下流端の境界条件

地下水流を地中ダムで止水する場合についてのみ述べる。他の境界条件についてはすでに4・4・1で述べたとおりである。

すなわち、前出の式(4・8)において、 $\frac{2 k_a H \Delta t}{\beta (\Delta x)^2} = 1$ とおくことによって、

$$h_0(\Delta t) = h_1(0) \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 33)$$

となる(図-4・18参照)。

式(4・33)は $t=0$ における①の地点の水位が $t=\Delta t$ 時間後の②地点の水位であることを意味している。(前出の図-4・18参照)

地中ダムの地点の水位が上昇してダムを越流する場合、その後の境界条件は $h_0 = \text{const}$ (ダムの高さ)にしたがうものとする。

(4) 解析例

解析例として4・6・1と同様、図-3・79の流路No 12について検討した結果を示す。なお、流路No 12において地下水位が標高3.50 mの地点に地中ダムを想定する。地中ダムの建設によって地下水流の方向は変わらないこと、さらに地中ダムの高さは5.0 mであり、それ以上は越流して水位が上らないものと仮定する。

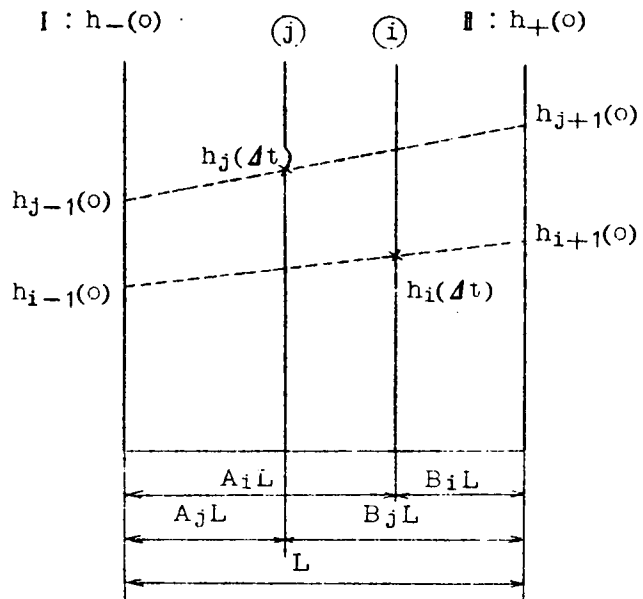


図-4・46 ノモグラフ説明図

地中ダムによる水位上昇の計算結果の一例を図-4・47に示す。ダム地点における揚水による地下水位低下の計算結果の一例を図-4・48に示す。なお下降の場合は、揚水によってダム地点の地下水位を5.0 m低下せしめた場合の地下水位変動である。また地中ダムからの距離を横軸にとって地下水位変動を示したものが図-4・49である。同図上の破線は定常地下流としての解析より求めた長期間後の地下水位形である。

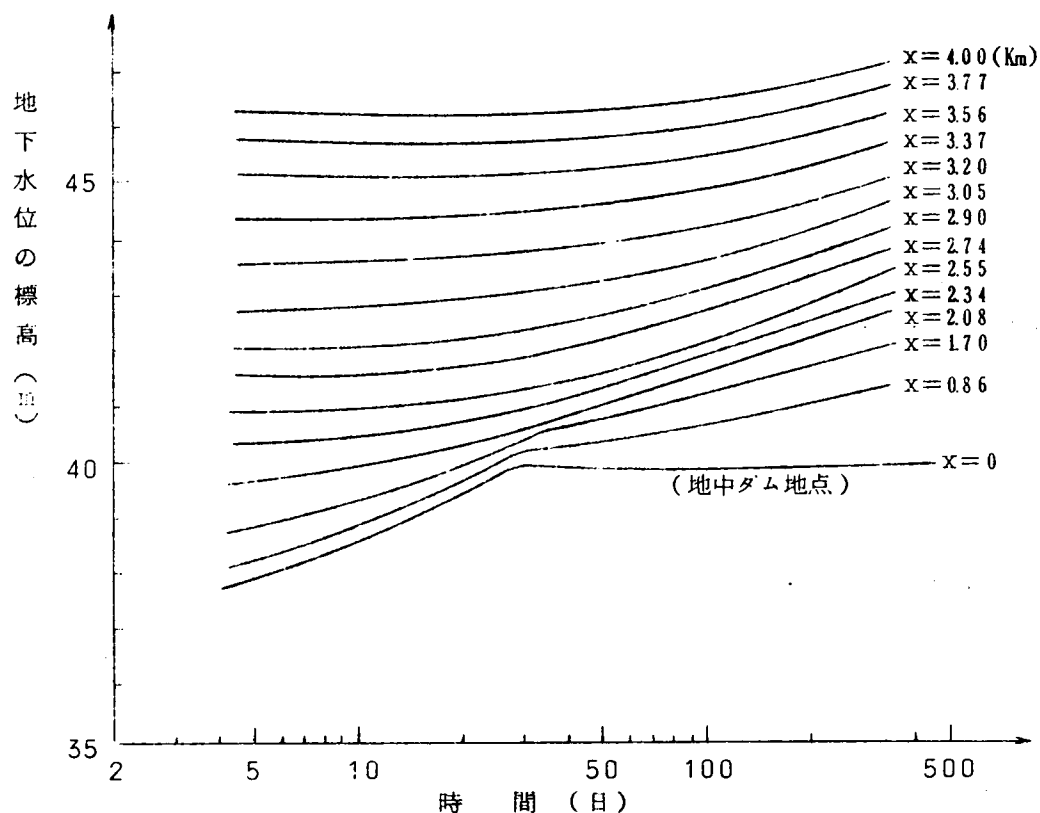


図-4・47 地中ダムによる貯留時の地下水位変動

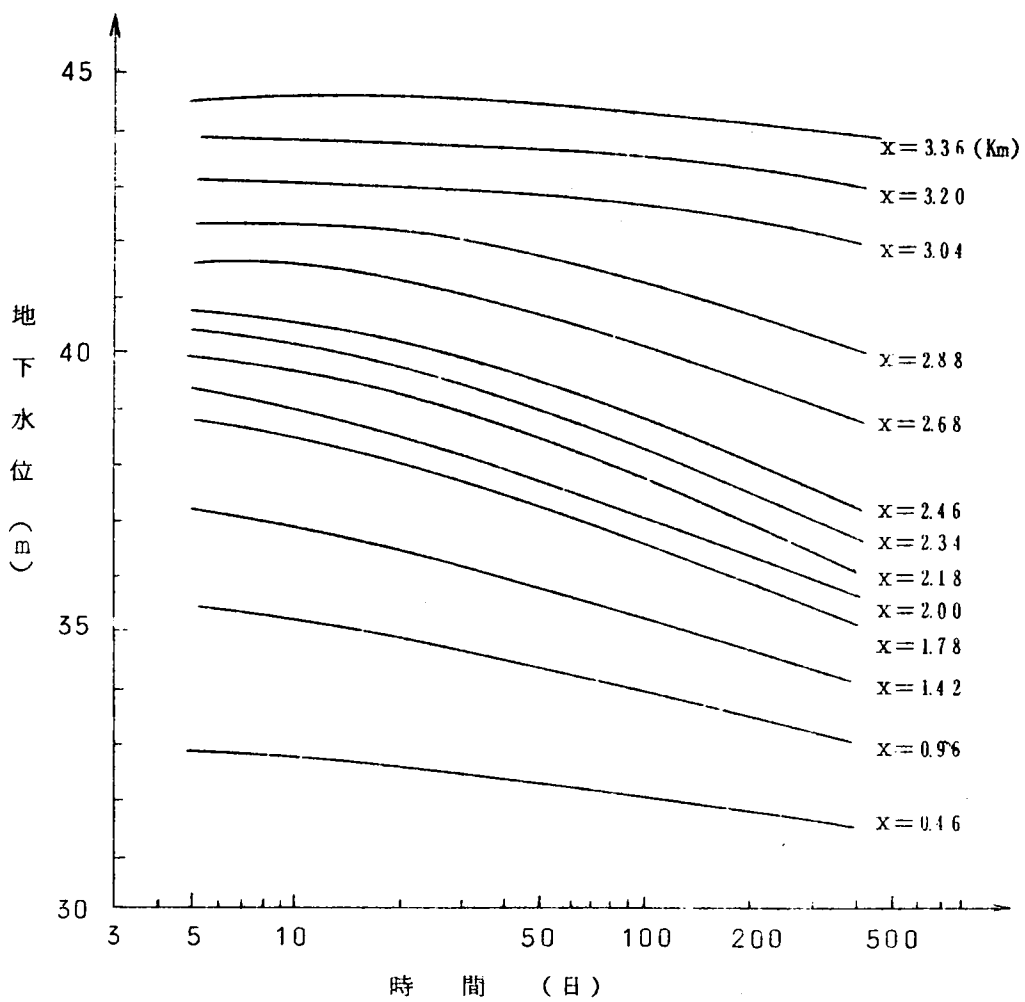


図-4・48 地中ダムと揚水による水位降下

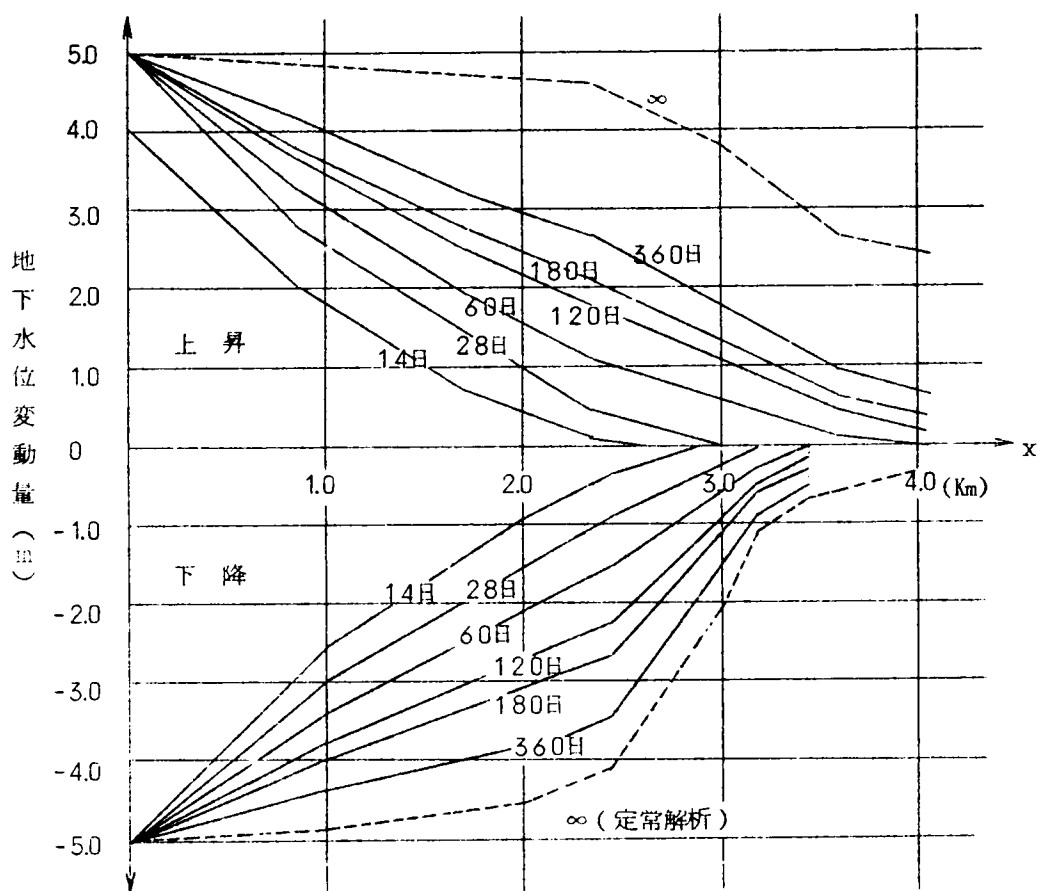


図-4.49 地中ダムによる地下水位変動

(5) 結果の考察

解析過程においていくつかの仮定を含んでいる。まず式(4.31)は地下水位が変化しても準深 H は変化しないものとして取り扱っている。したがって $H \gg 4h$ の場合には許容しうるが、上流では準深が小さいため比較的誤差が大きく出ている危険性がある。

流路No.12において定常流としての解析結果の全貯留量を100%として、非定常流としての解析の結果、各時点での貯留量の割合は表-4.5のような結果が得られる。

表-4.5

貯留日数	30日後	90日後	180日後	360日後
貯留比	8%	18%	27%	39%

すなわち1年を収支として考える場合に、その貯留量は定常流としての解析結果の約30～40%と考えるのが妥当であると推定される。

また、さらに上流に第2、第3の地中ダムを設置してその効果を検討しているが詳しくは文献14)に述べている。

4・6・3 地中ダムの特徴

以上は地中ダムによる地下水貯留の構想の奈良盆地への応用について定常、非定常の場合に分けて検討した。いくつかの仮定についてはさらに詳しい調査も必要であるが地下水の長期利用、広域の地下水開発の立場から地下水貯留の占める比重、役割が大きいことを認識し、高度の地下水利用が人工的な地中ダムによって実現しうる可能性を追求した。将来、用水需要の増大に伴う地下水利用の高度化に対して地中ダムの意義が次第に大きくなるものと考ええる。また、注入工法や地盤改良工法など土木技術も各方面で急激な進歩をなしつつあり、地中ダムの施工も決して不可能な課題ではない。また、地下水開発を目的とする場合のみならず地下水位の高低と土地改良、土地利用の関係から地下水位調節用として、あるいは土木建造物の保全を兼ねた多目的な地中ダムも考えられる。

地中ダムの構想を河川における一般のダムと対比して考察するとつぎのようである。

(1) 河川ダムでは早く一定水面形に達するのに対して、地中ダムにおいては、とくに自由地下水帯では時間的遅れが大きい。したがって、地中ダムによる地下水の貯留はダム地点で満水し、越流した後も長期間にわたって上流での地下貯留が継続される。

(2) 比較的小規模な地中ダムであっても、水位の上昇は遠方にまでおよび、河川におけるダムのように、堤高が高くなくても効果は大きい。しかし、地表面から地下水面までの深さによって、地中ダムの長さが制限される。

(3) 河川におけるダムのような家屋や土地の水没という不利は起らず、地表面はほとんど従前どおり利用することができる。

(4) 土中の空けきは全体積の約2分の1、地下水位上昇が生じてはならない地域や貯留能力の小さい被圧地下水帯を考慮しても、地下の貯留容量は地表の貯留容積に比してはるかに大きい。

(5) 需要の少ない時期や雨期に無効放流されている地下水を利用することができ、また有害な地下水位低下を防ぐことができる。

(6) 水温、水質は年間をとおしてほとんど変化せず、冷却用水として好都合である。

(7) 地中ダムは注入工法、矢板類打込みなどで比較的簡単に造ることができ、工事の精密さは河川ダムほど要求されない。地中ダムの破壊による災害などあり得ない。

(8) 地中ダムの施工は漸次、部分的に行なうことができ、その経済的な効果を確かめながら工事

をすすめることが可能である。全体を一時に施工する必要はない。

(9) 地中ダムの規模は一概にいけないが、たとえば奈良盆地での解析例よれば⁶⁾、地中ダム地点において±5.0 mの利用水深の場合には、地下水位変動の範囲は数kmであり、数1000万tの地下水が利用できる。

(10) 地盤のある部分の透水性を改良し、雨水浸透や地下水の流通機構をよくすることによって、⁹⁾地中ダムの効果を助ける工法も考えられる。

(11) 地下水利用の面ばかりでなく、地下水位調節用としての地中ダムの意義も大きい。たとえば、湖水面、河水面の変化にともなう周辺の地下水位変動の影響の防止などに役立つ。

4・7 地下水開発と規制のための調査例¹³⁾

4・7・1 調査の目的と範囲

本調査は、奈良市域における地下水開発可能量の算定および地下水開発に伴う地下水位低下の影響を明らかにし、地中ダムによる地下水の規制をも含めて将来の地下水利用のあり方を究明することを目的としている。

地下水を調査するにあたっては、まず地質、土質の実態を把握すべきであり、また大局的な立場からの地下水収支を含めた考察がなされなければならない。

これらの認識のもとに弾性波地下探査、電気的地下探査を実施して間接的に地層構成を調べる一方、10数箇所で揚水試験や深さ150mに及ぶボーリングを実施し、直接に地層構成や透水性の把握に努め、さらに平野部に現存する井戸調査に基づき地下水位等高線図を作成している。

本調査の核心をなすものは、地下水揚水量の算定とそれに伴う周辺の地下水位低下を定量的に検討し、さらに積極的な地下水開発、規制を目的とした地中ダムの構想を検討することであるが、理論的考察の他に細管網モデルを開発し実験的検討をも行なっている。

本節では上記の目的にしたがって実施した調査の一部を示す。

4・7・2 水 文 概 要

(1) 気 温

奈良市における気温は、1955～59年の資料によれば1月に最も低く平均4℃、また8月に最も高く平均28℃である。年較差は24℃と比較的大きく、海洋の影響が少ない内陸性の様相を呈している。

(2) 降 雨 量

図-4・51に1897～1955年の平均の月別降雨量を示す。年平均降雨量は1381.5mm

で、全国平均の年降雨量の1,600mmと較べると比較的小さい値となっている。

図-4・50の下方に斜線を入れた部分は、降雨量のグラフを1/3に縮小したものである。降水の地下への浸透の割合は、地表の状態や地質および湿潤状態により大きく左右されるが、一般に約1/3と考えて大きな間違いはないと考えている。

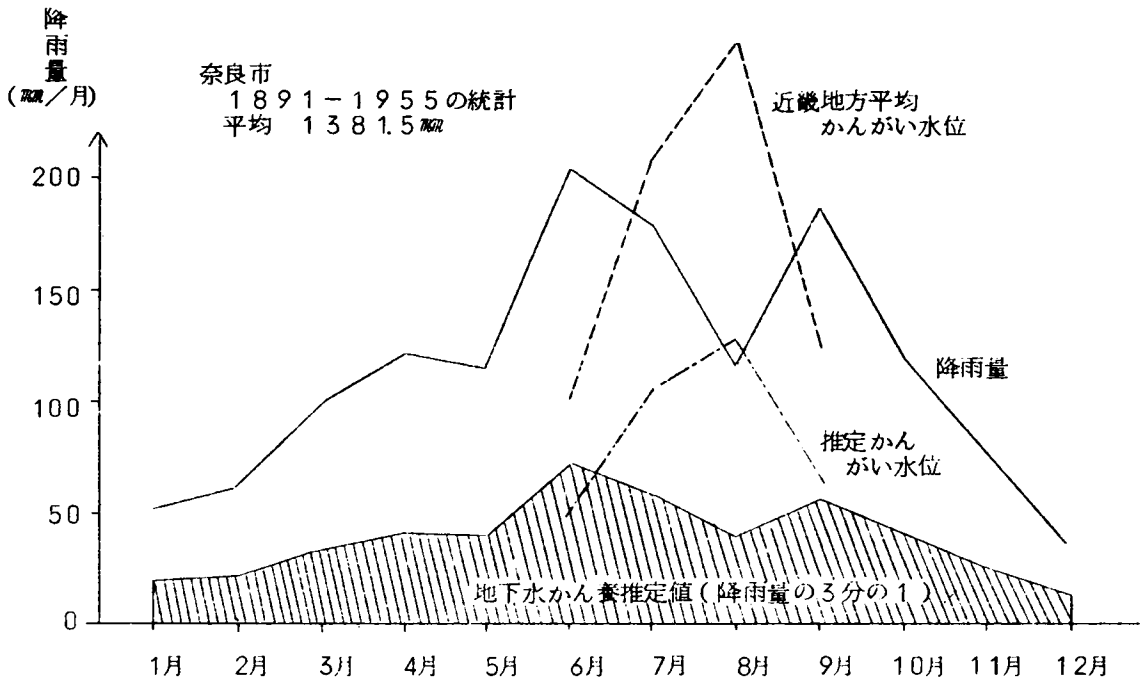


図-4・50 月別の降雨量

同図上の破線のグラフは、近畿地方の平均かんがい水位である。奈良市内の水田面積は市域の約2分の1を占め、したがって全面積に平均するとグラフは1/2縮小され一点鎖線となる。

(2) 流出量

奈良市域を流下している佐保川をはじめとする諸河川は、すべて大和川水系に属している。建設省の王寺流量観測結果をグラフにしたのが図-4・51である。実線が各日平均の流量を、破線が月平均の流量を示している。

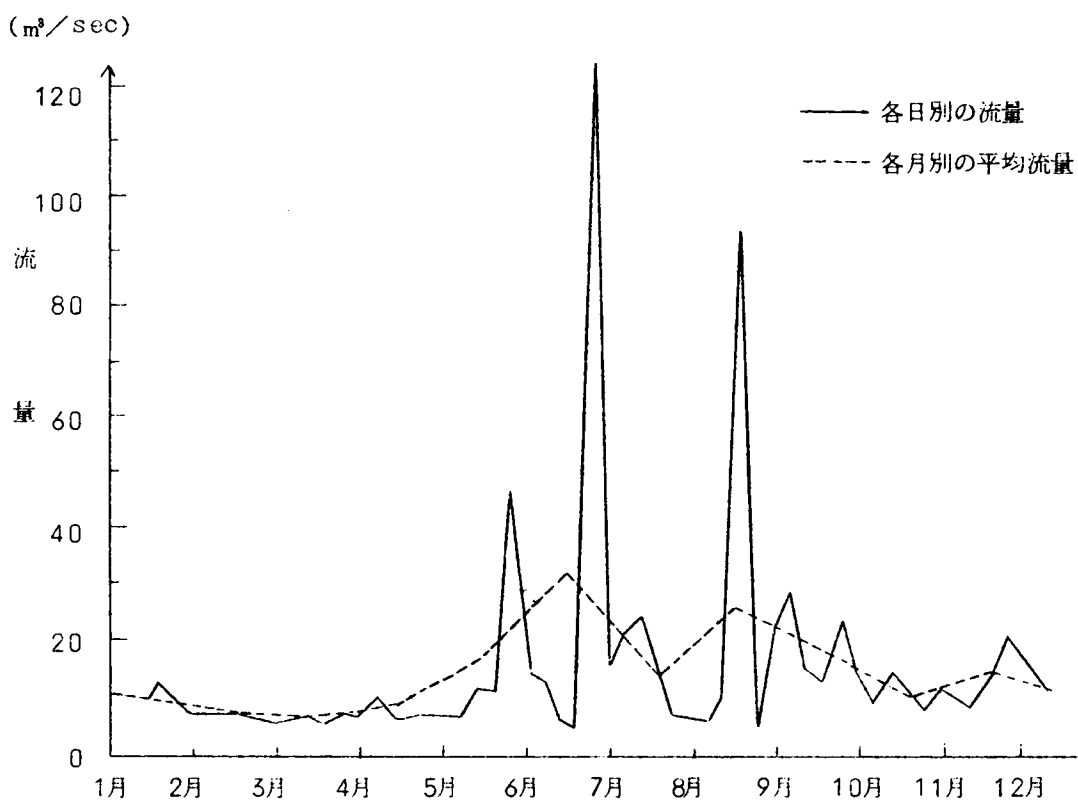


図-4・51 大和川の流量（建設省王寺観測所）

4・7・3 弾性波地下探査

(1) 調査位置

奈良市域においてⅠ～ⅩⅣの9ヶ所で弾性波地下探査を実施した。探査位置を図-4・52に示す。

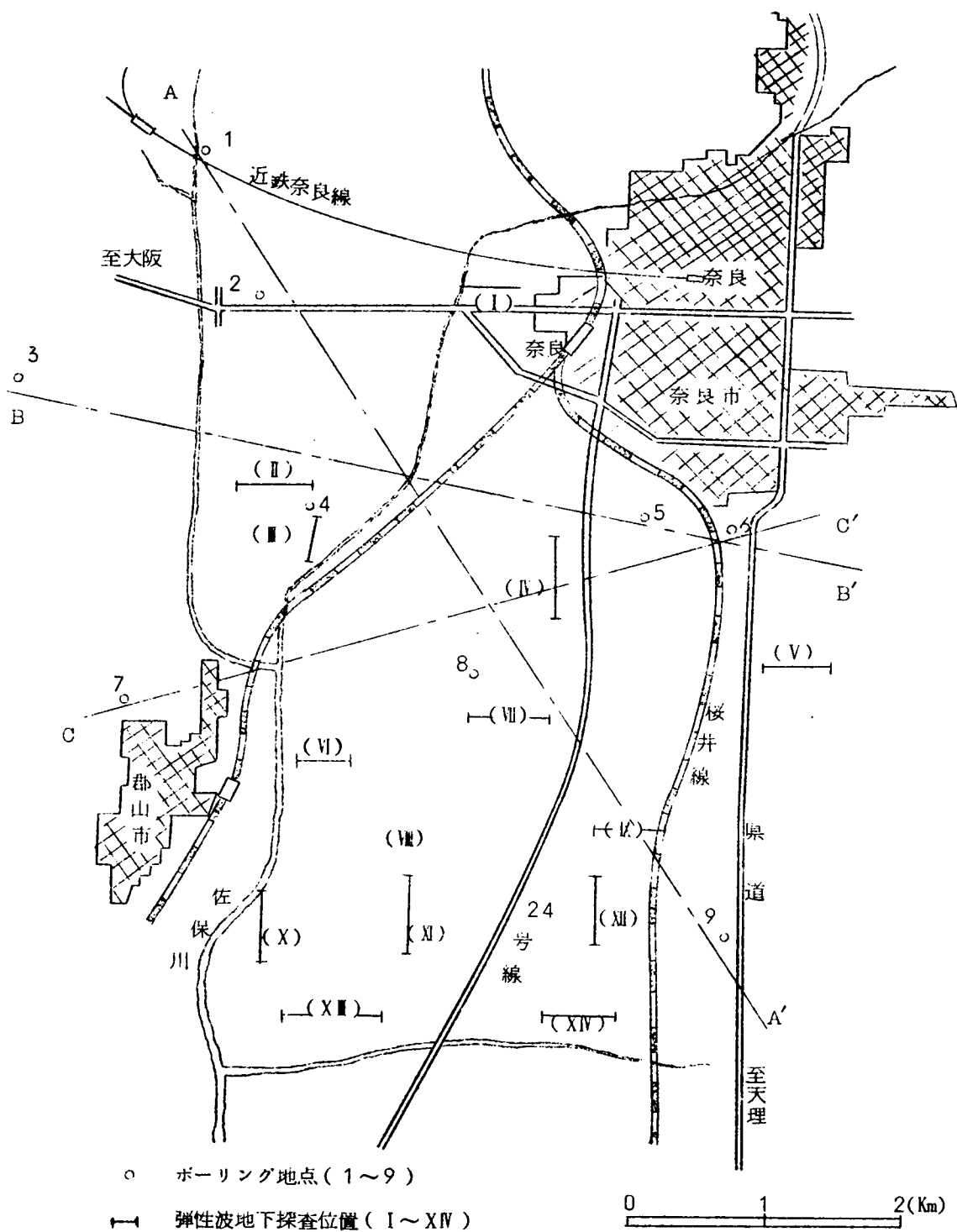


図-4・52 調査実施地点

(2) 原 理

a) 屈 折 法

弾性波の伝播速度の大きな地層が下部に存在すれば、図-4・53に示すように弾性波の一部は屈折して地層の境界面に沿って伝播しふたたび地表に戻る。この屈折波を利用して地下構造を探索する方法を屈折法という。測定結果から得られる走時曲線はそれぞれの地下構造に応じて特徴ある形を示す。ここでは水平な堆積層の場合について述べる。

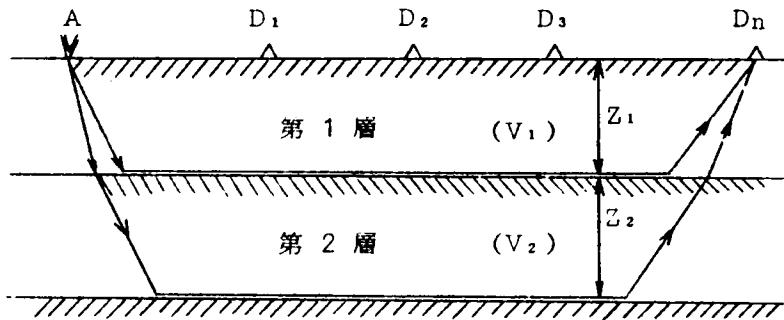


図-4・53

図-4・53のように上から厚さ Z_1 , Z_2 , …… , 弾性波伝播速度 V_1 , V_2 , …… の地層が水平に重なっている場合、発破点 A から観測点 D までのそれぞれの距離を横軸に、発破瞬間から各点に到達するまでの時間を縦軸にとって走時曲線をえがくと一般に図-4・54のような折線が得られる。

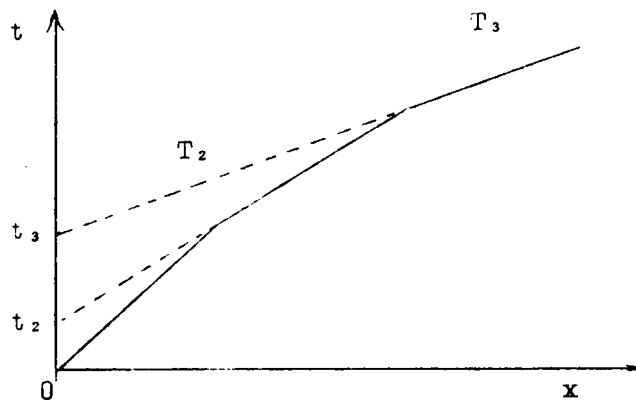


図-4・54

この走時曲線は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} T_n &= \frac{x}{V_n} + 2 \{ D_{12} + D_{23} + \dots D_{(n-1), n} \} \\ D_{mn} &= \frac{Z_m \sqrt{V_n^2 - V_m^2}}{V_m V_n} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4 \cdot 34)$$

観測の結果，得られた走時曲線から地下構造を解析する場合には走時を延長して $x = 0$ における縦軸と交叉する点の時間を t_2, t_3, \dots とすれば，

$$t_2 = 2 D_{12}$$

$$t_3 = 2 D_{13} + 2 D_{23}$$

$$t_4 = 2 D_{14} + 2 D_{24} + 2 D_{34}$$

となり，これらの関係から Z_1, Z_2, \dots が順次計算される。

b) 反 射 法

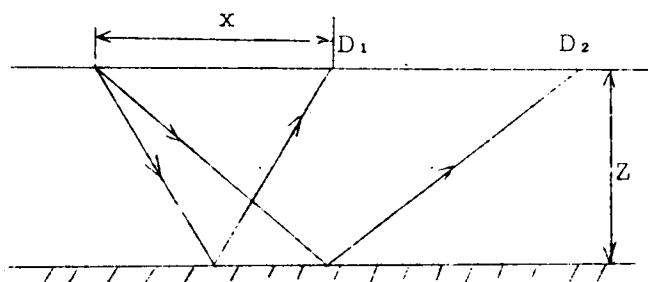


図-4・55 反 射 法

図-4・55のように，地表から Z の深さのところに反射面が存在するときは，地表からの波はここで反射して図のような経路をたどり，ふたたび地表にもどる。この往復に要する時間は，

$$t = \frac{2}{V} \sqrt{\left(\frac{x}{2}\right)^2 + Z^2} \dots\dots\dots (4 \cdot 35)$$

で与えられる。反射波の走時と， V がわかれば Z が計算される。 V は多くの同時観測点における測定結果からも求めることができるが，一般に精度が落ちるので，屈折法を併用する場合には，その結果を利用する方が好ましい。

(3) 測 定 方 法

測線の設置に当っては市街地雑音，爆薬量の制限等を考慮して測線長を500 m程度とし，建物，道路，鉄路等をさけてなるべく直線状に選定した。ピックアップの配列は50 m間隔とし，各測線

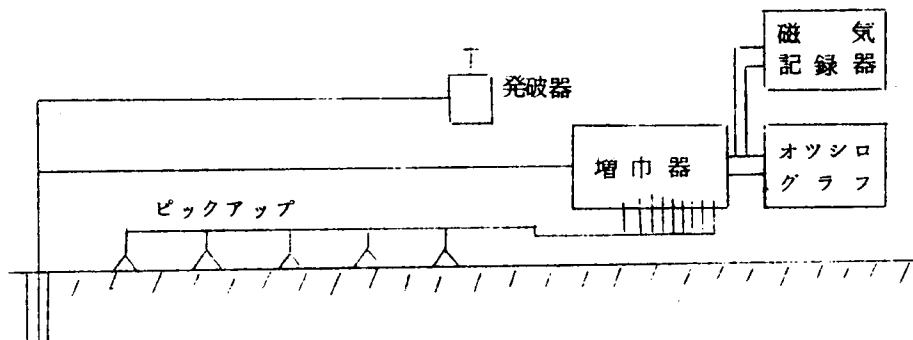
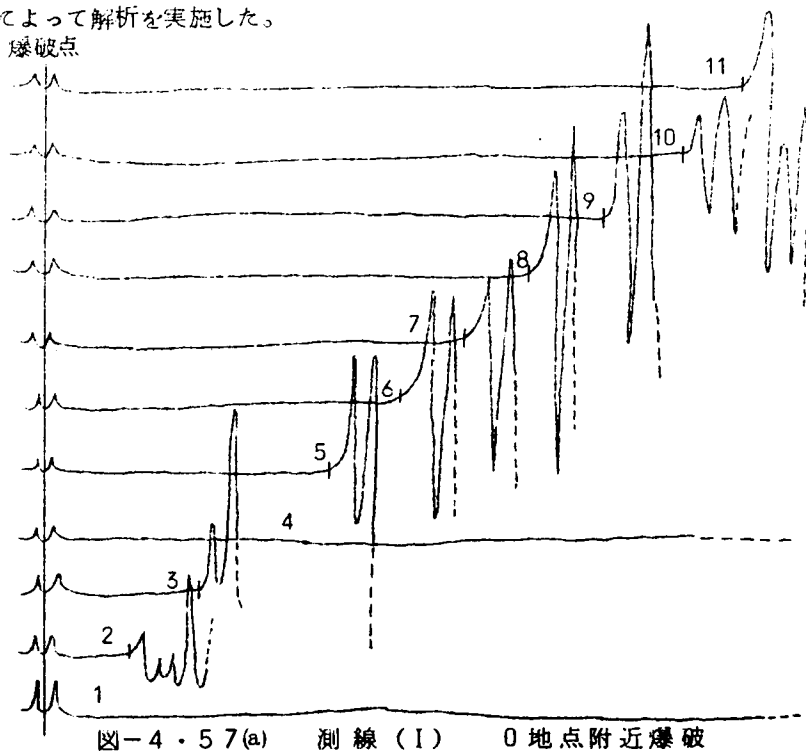


図-4・56

について往復測定を行なった。爆破孔は2～3 mの深さとし、爆薬は3号桐ダイナマイト、薬量300 gr，3号電気雷管を用い、水または土砂による充てんをほどこした。

観測結果の保全ならびに後処理に備えてデータレコーダ（磁気記録器）をオシログラフと併用した。これら測定磁器の配置略図を図-4・56に示す。

図-4・57に測線において観測したデータの一例を示す。これらから屈折波走時曲線ならびに反射走時曲線を作成したものが図-4・58，図-4・59である。この測定結果について(2)で述べた方法によって解析を実施した。



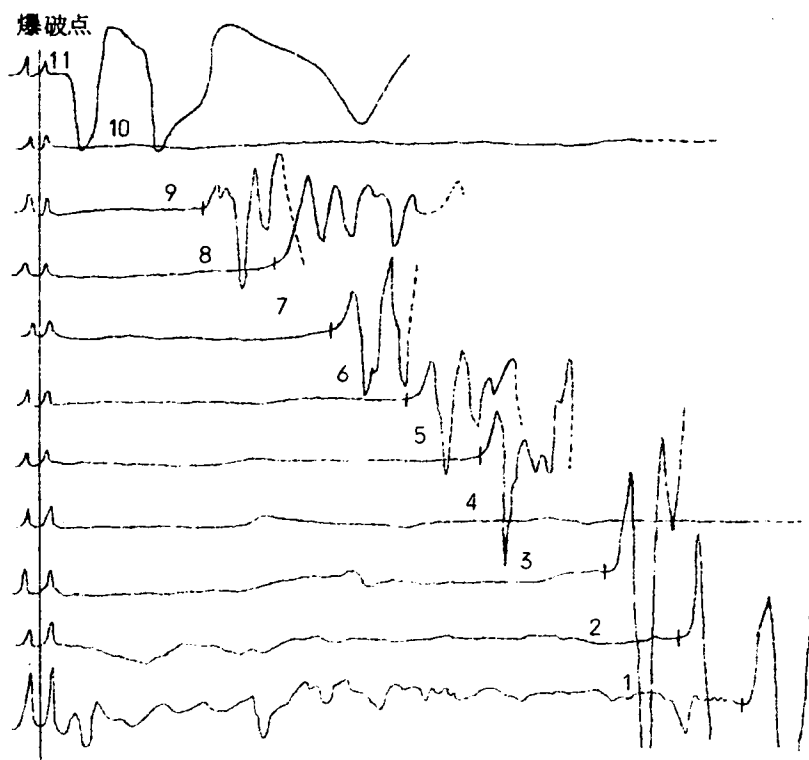


図-4・57(b) 測線 (I) 11地点附近爆破

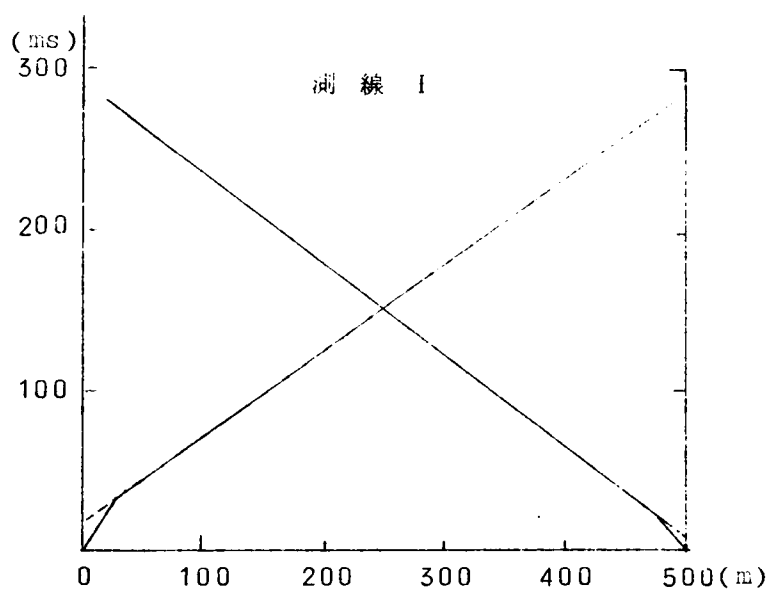


図-4・58 屈折波走時曲線の一例

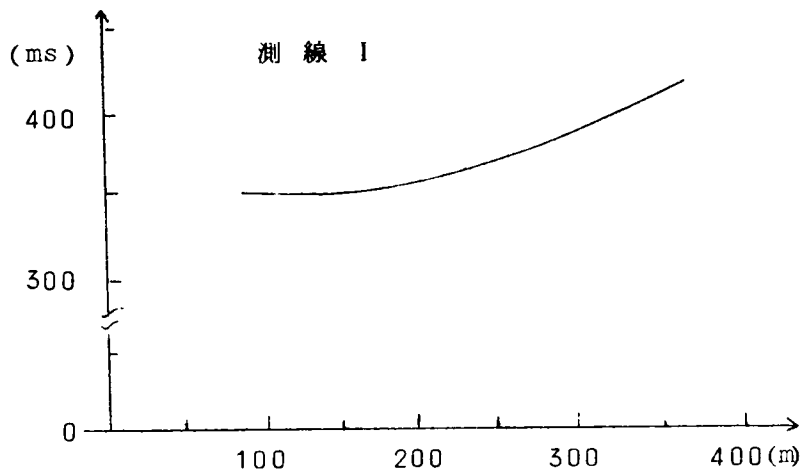


図-4・59 反射波走時曲線の一例

図-4・58屈折波走時曲線から、第1層の弾性波伝ばん速度は測点No.0付近で 1000 m/sec 、測点No.10付近では 910 m/sec と大差なく、その厚さは約 3.6 m である。第2層の速度は 1800 m/sec で基盤の速度は屈折法では現われていない。反射波走時曲線より解析した結果を表-4・7に示している。基盤の深さ Z_2 の値は図-4・60のように爆破点と測点との間の距離 x の $1/2$ の地点における深さを表わす。測線(I)においては表-4・7に示すように平均 307 m の値を示し、ほぼ水平である。

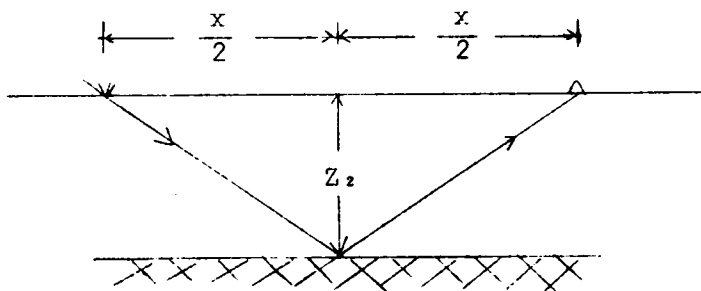


図-4・60

全く同様な調査を測線(Ⅱ)～(Ⅳ)について実施し、その結果のみを以下に表示する。

表-4・7 測線(Ⅰ)

x (m)	t (sec)	Z ₂ (m)
110	0.345	306
160	0.350	305
210	0.359	306
260	0.370	307
310	0.384	309

表-4・8 測線(Ⅱ)

x (m)	t (sec)	Z ₂ (m)
150	0.398	365
200	0.400	361
250	0.408	361
300	0.416	360
350	0.422	355
400	0.433	353

表-4・9 測線(Ⅲ)

x (m)	t (sec)	Z ₂ (m)
150	0.440	418
200	0.445	418
250	0.463	429
300	0.482	440
350	0.500	450

表-4・10 測線(Ⅳ)

x (m)	t (sec)	Z ₂ (m)
125	0.392	351
175	0.396	350
225	0.399	345
275	0.404	341
325	0.410	336
425	0.436	335
475	0.443	326
525	0.453	318

表-4・11 測線(Ⅴ)

x (m)	t (sec)	Z ₂ (m)
50	0.323	290
100	0.327	290
150	0.333	288

表-4・12 測線(Ⅵ)

x (m)	t (sec)	Z ₂ (m)
115	0.507	436
165	0.510	434
215	0.514	432
265	0.520	431
315	0.529	431

表-4.13 測線 (VII)

x (m)	t (sec)	Z ₂ (m)
150	0.371	323
200	0.374	319
250	0.376	312
300	0.384	310
350	0.394	317

表-4.14 測線 (IX)

x (m)	t (sec)	Z ₂ (m)
150	0.412	376
200	0.415	373
300	0.425	366
350	0.432	362
400	0.440	357
450	0.450	366
500	0.470	360

表-4.15 測線 (X)

x (m)	t (sec)	Z ₂ (m)
137	0.365	320
187	0.372	320
237	0.377	317
287	0.391	319
337	0.405	322
387	0.415	318
437	0.434	322
487	0.448	319

表-4.16 測線 (XI)

x (m)	t (sec)	Z ₂ (m)
153	0.300	249
203	0.309	248
253	0.315	241
303	0.330	242
353	0.342	238
403	0.356	233
453	0.379	237
503	0.397	234

表-4.17 測線 (XII)

x (m)	t (sec)	Z ₂ (m)
110	0.318	289
160	0.320	284
210	0.330	286
260	0.340	286
310	0.355	289

表-4.18 測線 (XIV)

x (m)	t (sec)	Z ₂ (m)
115	0.312	288
165	0.315	285
215	0.317	279
265	0.320	271
315	0.328	266
365	0.335	258
415	0.342	247

各測線において得られた解析結果を総合すれば、調査区域全般の地下構造は弾性波探査の観点から3つの地層によって構成されている。第1層は表土層で、弾性波伝播速度は1,000 m/sec内外の値を示し、この層の厚さは数mないし20m程度で比較的薄い。第2層は洪積層と考えられるが、1,800~1,900 m/sec程度の速度を示している。第3層は基盤とみなされるもので、この層は反射波によって確かめられた。この調査の主な対象は基盤の形状ならびに深さを求めることにあるが、盆地中央部においては従来考えられてきた基盤深度に比べてかなり深い400m以上の値がえられたこと、山村町—郡山市を結ぶ線上付近の測線（Ⅶ，Ⅷ，Ⅸ，Ⅹ）においては300ないしそれ以下の深度に基盤が認められること、また測線Ⅰ，Ⅴにみられるように盆地の周辺部において基盤深度の浅いことなどが示される。これを要約すれば奈良盆地の地下構造は単純な凹形をなすものではなく、山村町—郡山市を結ぶ東西線の付近で一度くびれた形をなしていることが判明した。

なお、この弾性波地下探査を実施するにあたっては谷口敬一郎博士の指導による。

4・7・4 地層構成

前項で沖積、洪積層の深さの見当がついたので、つぎにボーリング（No.1，No.4，No.9）による土質柱状図、および揚水試験井戸（No.2，No.3，No.5，No.6，No.7，No.8）の柱状図にもとづいて地層構成の状態を観察した。

表-4・19 土質柱状図の地点

調査番号	所在地	調査地点
1	奈良市平城町	秋篠川沿い
2	奈良市横領町	横水化学工業井戸
3	奈良市中町砂茶屋	水道局富雄ポンプ所
4	奈良市六条町	奈良県立商業高校
5	奈良市京終町南京終	水道局京終ポンプ所
6	奈良市肘塚町	テイチク井
7	郡山市植柳町	大和郡山市水道局井戸
8	奈良市西九条町辰市	辰市農業協同組合井戸
9	奈良市下山町	奈良県道沿い

表-4・19は柱状図の所在地一覧であるが、たとえば一例として図-4・52に示すA-A'の断面の柱状図を連ねたものが図-4・61である。各断面図より、奈良市域の地層構成が非常に複雑であり、比較的薄い層が御目状に交錯していることがわかる。他の断面B-B'，C-C'等についても大同小異である。

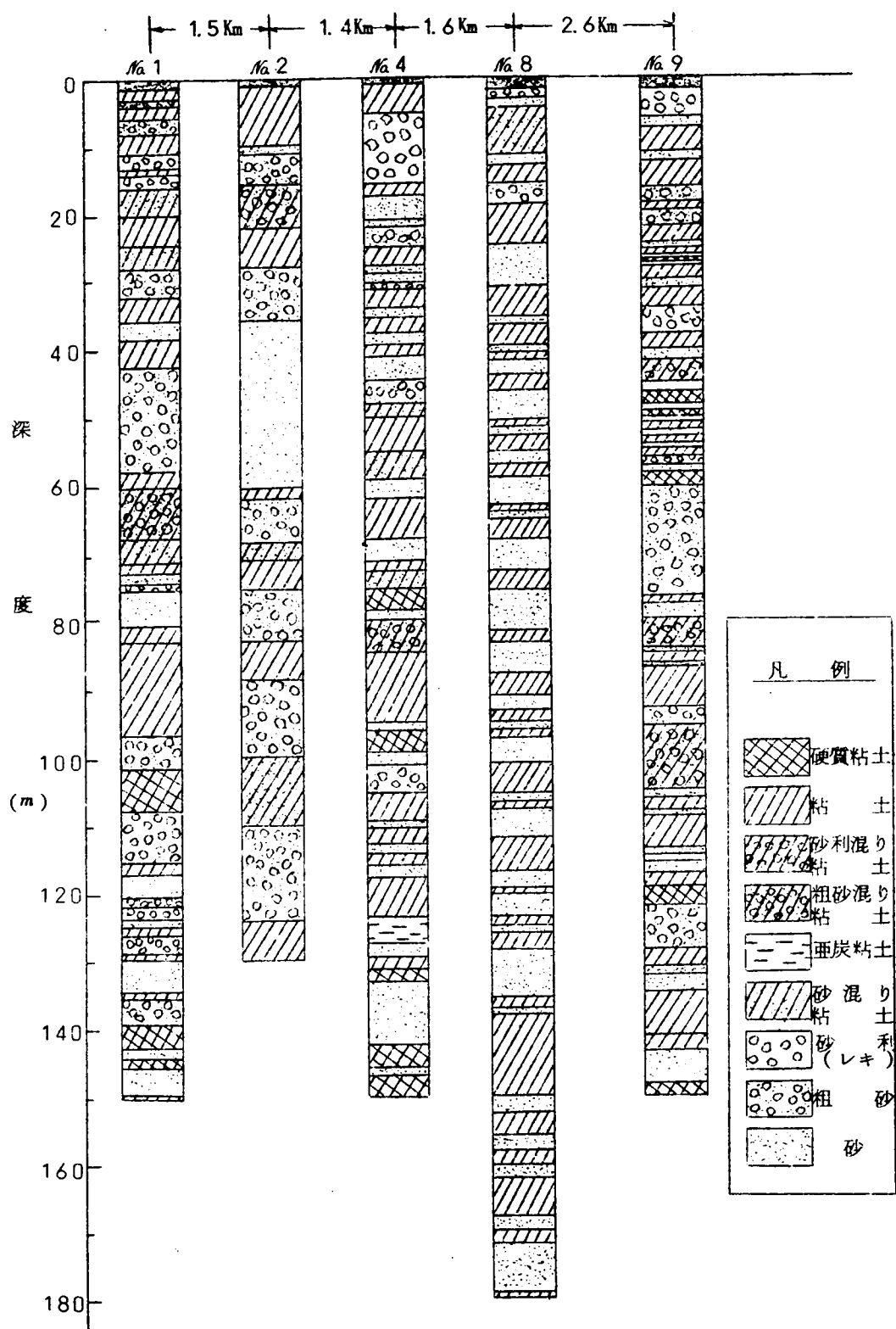


図-4・6 1 断面A-A'の地層構成の一例

4・7・5 地下水調査

(1) 地下水位等高線図

奈良市内の既存井戸の水位測定を実施して作成した地下水位等高線図を図-4・62に示す。

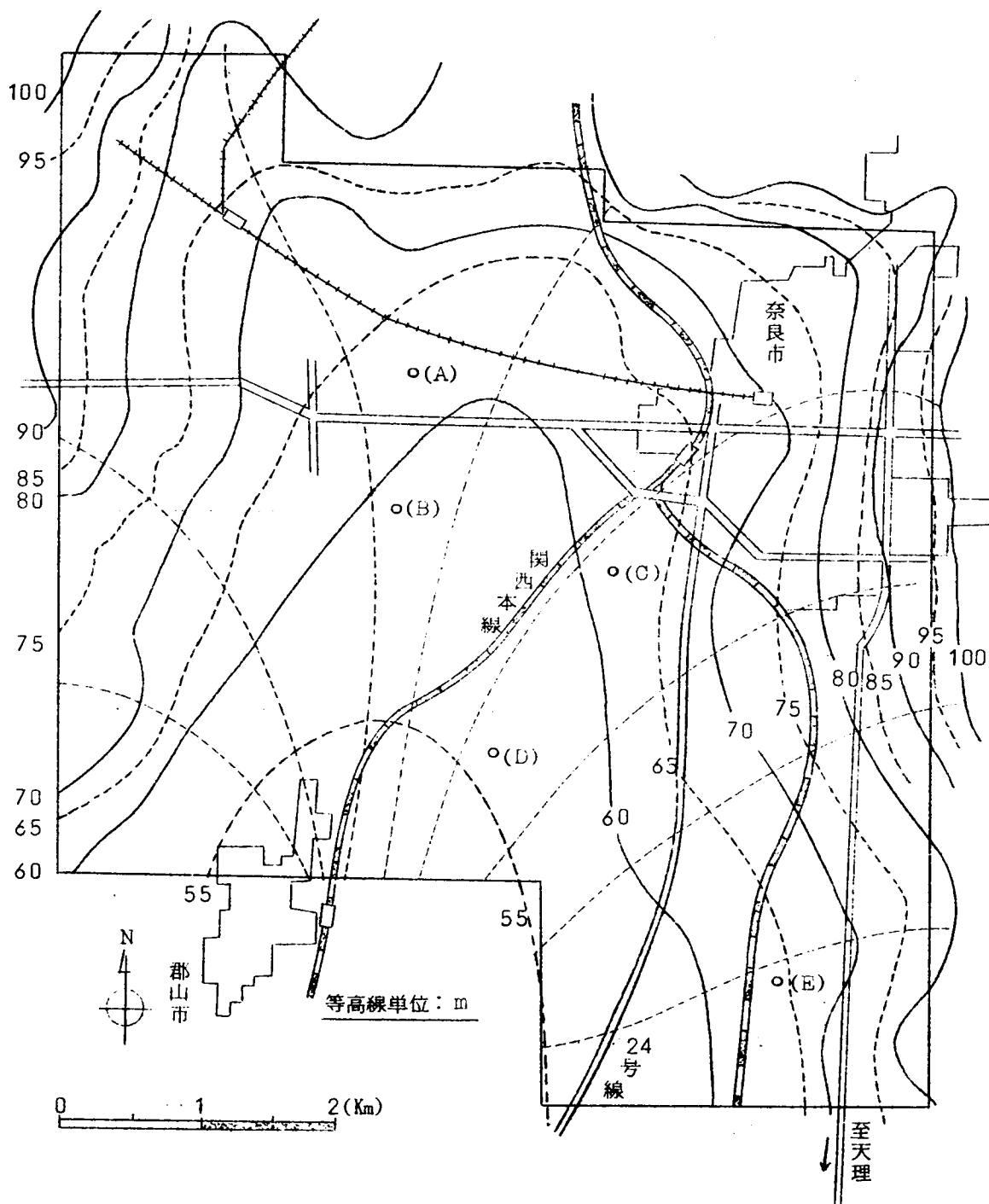


図-4・62 地下水位等高線図と地下水位観測地点

(2) 地下水位(変動)の観測

地下水位は降雨の地下浸透、蒸発あるいは流出などによって常に変動している。その状態は土質、地質構成によって異なる。

奈良市域の (A) 北新町, (B) 柏木, (C) 大安寺, (D) 西九条, (E) 常解今市町の 5ヶ所を選定し (図-4・62 参照), 地下水位の継続観測を実施した。その結果を図-4・63 に示す。地下水位は年間を通じて約 50 cm 程度の変動をしている。これらを詳細に解析することにより地下水かん養の大勢を推定することができる。

4・7・6 揚水試験

(1) 揚水試験の理論

無限に広がる帯水層から井戸によって揚水を行なうと、その周辺の地下水位は低下し、その影響は放射状に拡大してゆく。

Theis はこの水位変化を理論的に解いて周知の式 (4・36) を導いた。¹⁴⁾

$$\left. \begin{aligned} h_0 - h &= \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du \\ u &= r^2 S / 4 T t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4 \cdot 36)$$

ここに、 h : 地下水位, Q : 揚水量, T : 透水量係数 ($= k \cdot H$), S : 貯留係数, r : 井戸からの距離, t : 時間である。

$$\int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du = W(u) \dots\dots\dots (4 \cdot 37)$$

と書き、 $W(u)$ を井戸関数と呼ぶ。これを展開すれば、

$$W(u) = -0.5772 - \log_e u + u - \frac{u^2}{2 \times 2!} + \frac{u^3}{3 \times 3!} - \frac{u^4}{4 \times 4!} + \dots\dots\dots (4 \cdot 38)$$

となる。 u は時間とともに小さくなり、Jacob によれば揚水が相当時間経過して $u < 0.01$ となると式 (4・38) の右辺の第 3 項以下を省略することができる。

したがって式 (4・36), (4・37), (4・38) より式 (4・39) を導くことができる。

$$h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} (-0.5772 - \log_e u) \dots\dots\dots (4 \cdot 39)$$

または、

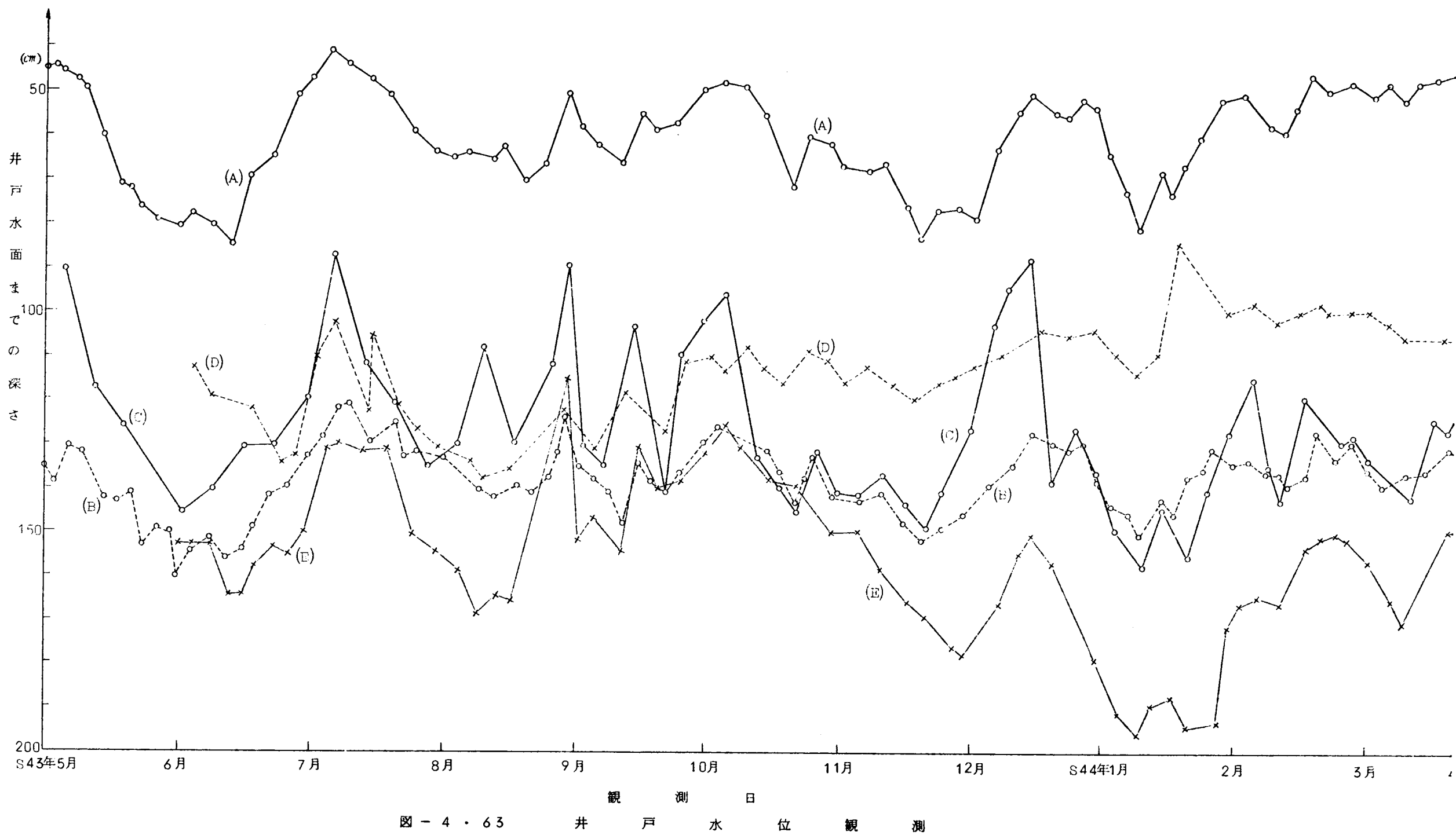


図 - 4 ・ 63

$$\Delta h = \frac{2.3 Q}{4 \pi T} \left\{ \log \left(\frac{t}{r^2} \right) + \log \frac{2.25 T}{s} \right\} \quad \dots\dots\dots (4.40)$$

したがって半対数紙上に $\Delta h \sim (t/r^2)$ の関係を描くと直線となり、その勾配から $T (=k \cdot H)$ を求めることができる。

$$T = \frac{2.30 Q}{4 \pi dh / d(\log t / r^2)} \quad \dots\dots\dots (4.41)$$

また、 $\Delta h = 0$ の交点より s を求めることができる。

$$s = 2.25 T (t_0 / r_0^2) \quad \dots\dots\dots (4.42)$$

ここに、 $\Delta h = 0$ に対応する $t = t_0$ 、水位観測点までの距離を r_0 とする。

以上の解法は Jacob の方法と呼ばれる。

(2) 揚水試験実施地点

図-4.64の(a)~(e)の5ヶ所の深井戸を利用し、主として透水性の大きさを知るために揚水試験を実施した。

(3) 奈良市水道局京終井戸の揚水試験(a)

いくつか実施した深井戸による揚水試験のなかから、京終井戸の場合を代表例として示す。

表 - 4 . 20

日 時	昭和43年3月28日・17時~3月29日・18時
場 所	奈良市京終町
井 戸	3本 (No 1, No 2, No 3)
揚 水 量	No 1, No 2, No 3の各井戸 66 t/hr

揚水試験のポンプ稼動および井戸の位置を図-4.65に、井戸の柱状断面図を図-4.66に示す。

また、多くの井戸の揚水位、回復水位のうちから一例を図-4.67(a)~(b)に、これら井戸間の相互干渉の解析図を図-4.78に示している。

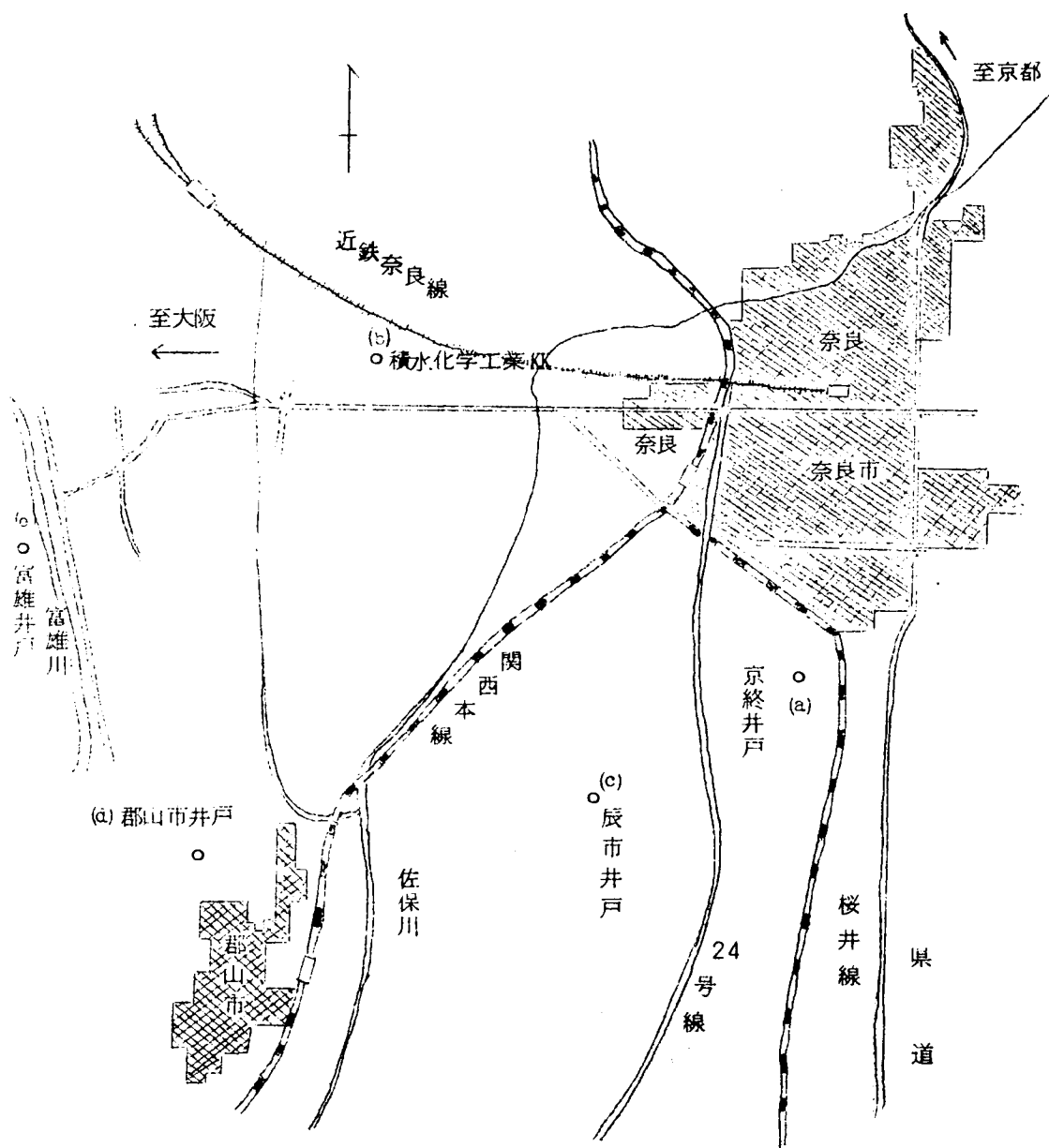


図-4・64 揚水試験の位置

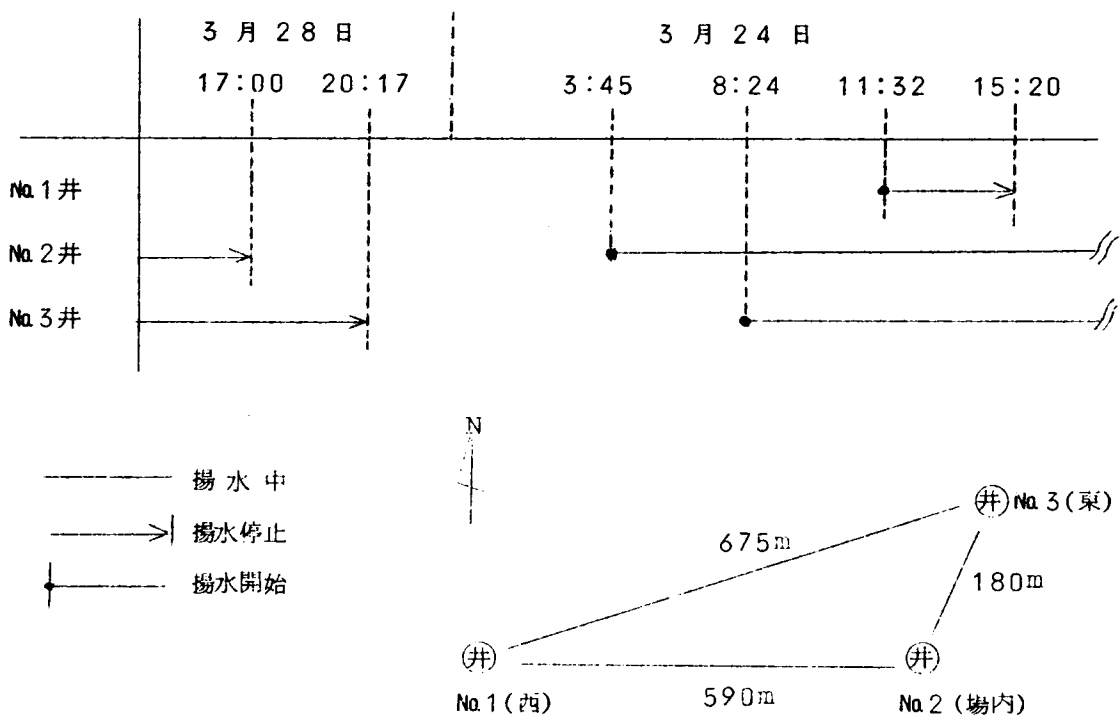
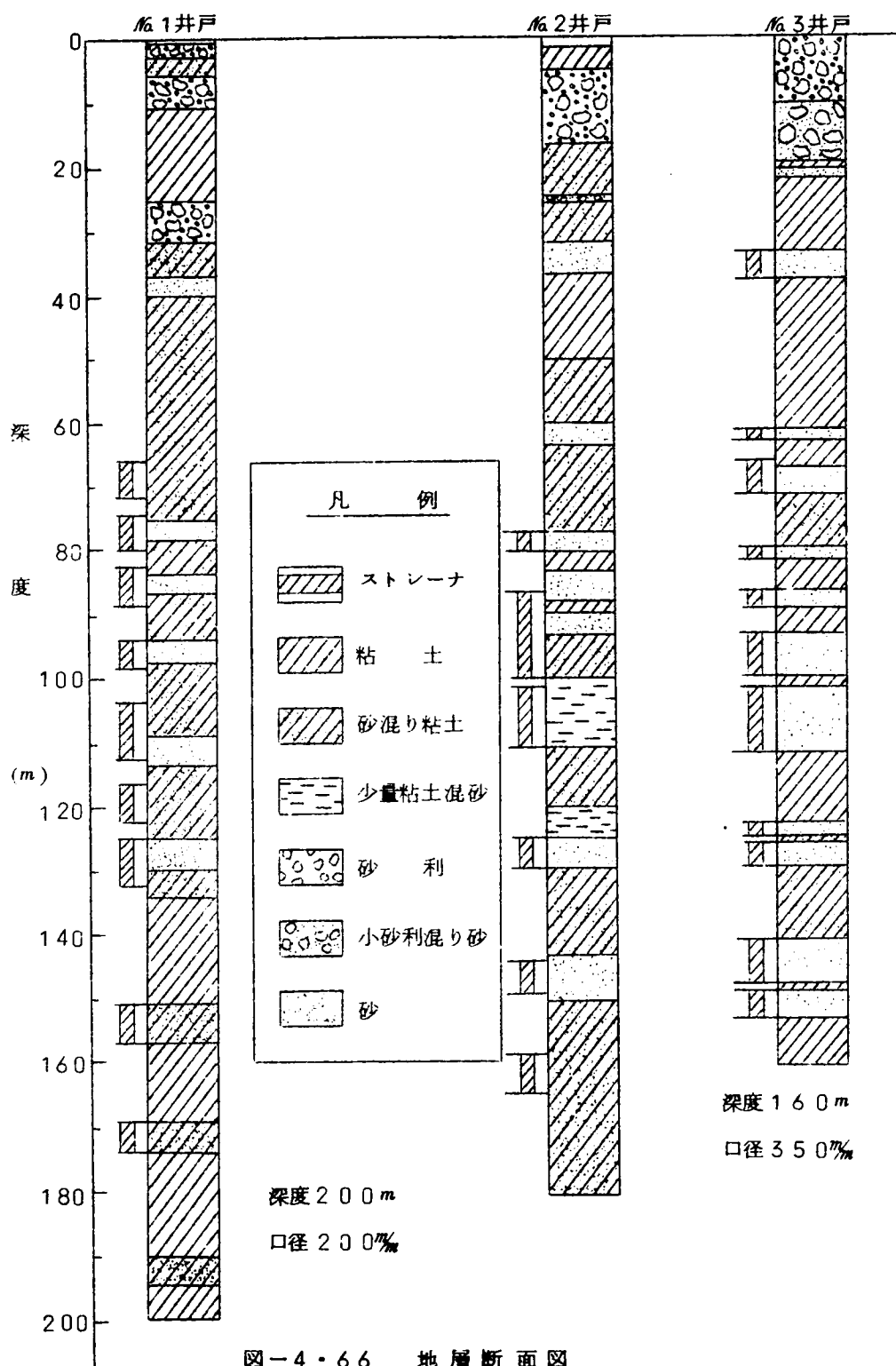


図-4・65 ホンプ運転表および井戸位置図



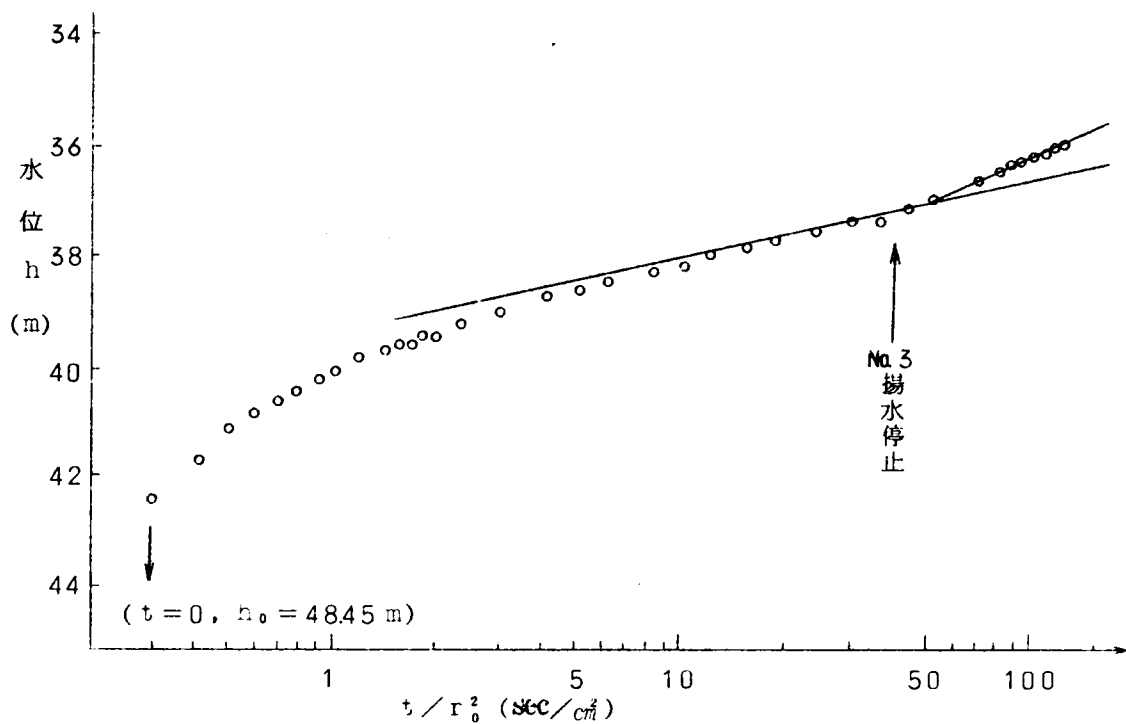


図-4・67(a) No. 2井戸水位回復

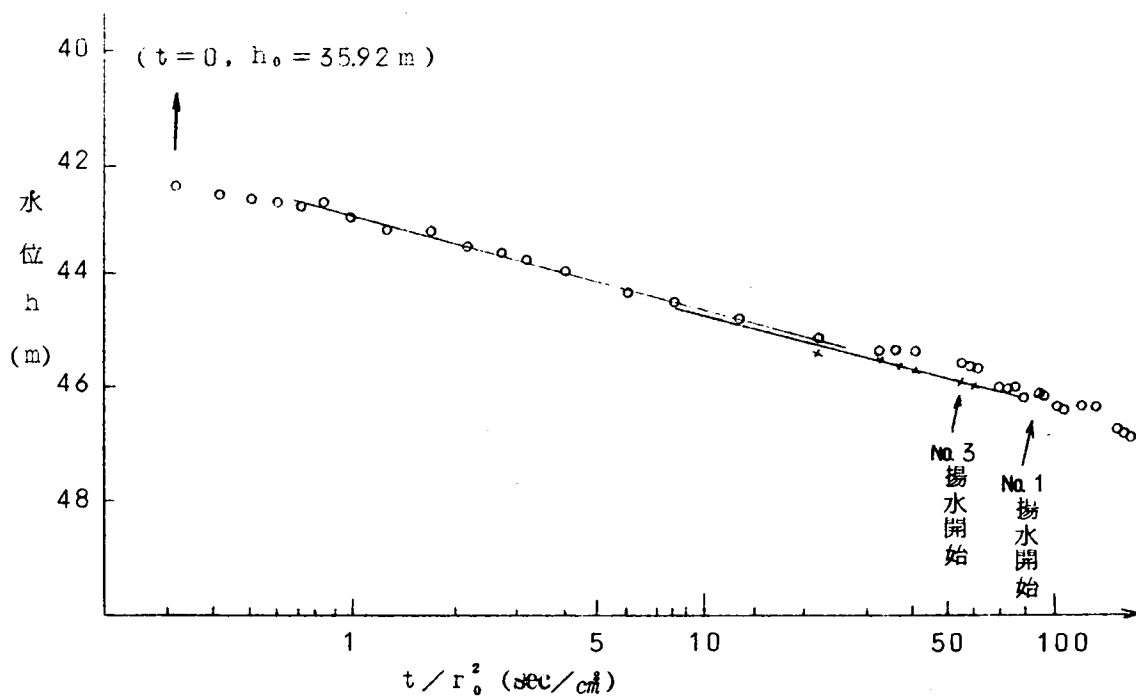


図-4・67(b) No. 2井戸水位低下

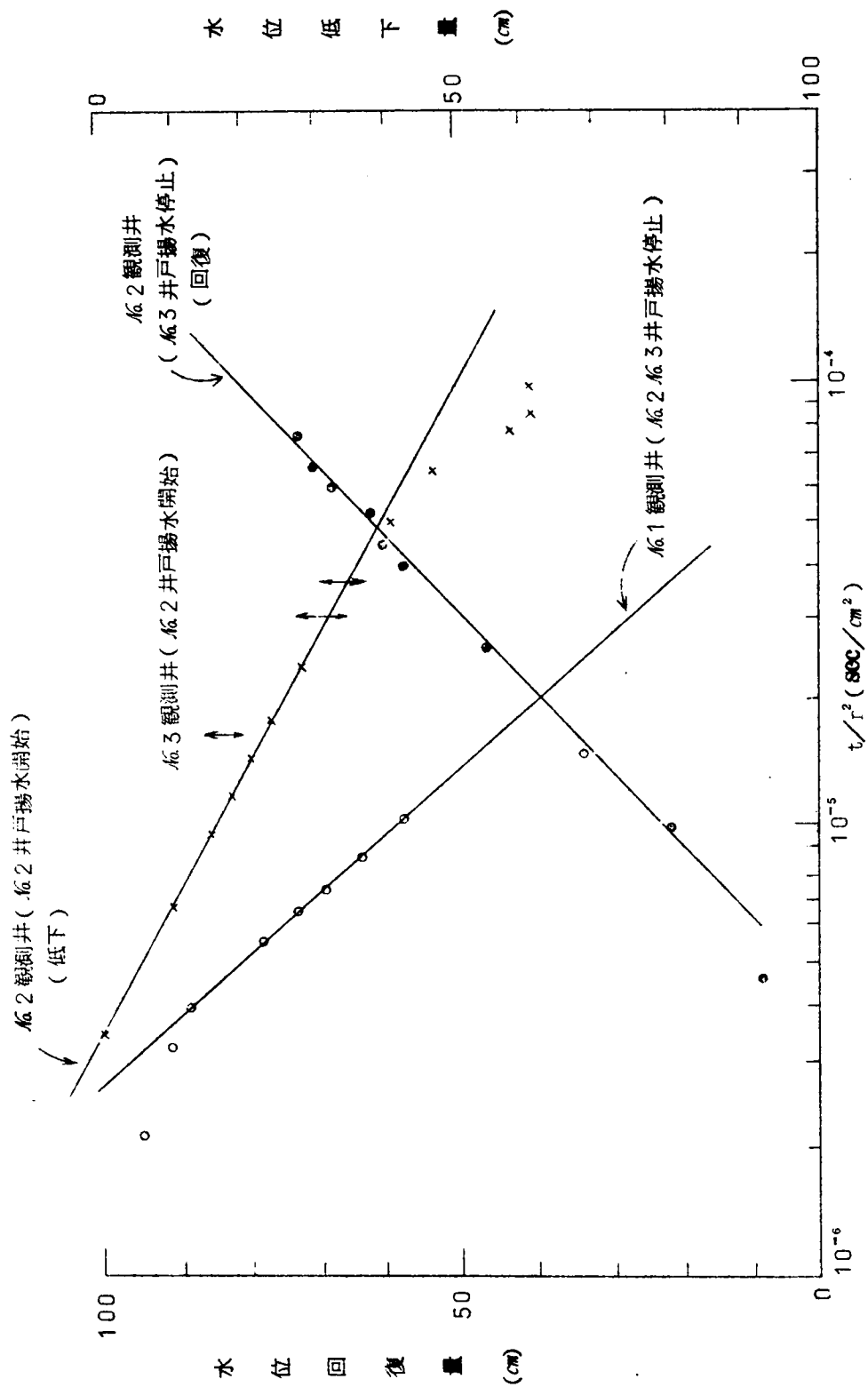


図-4・68 井戸の相互干渉の解析図

(i) No.2井戸

長時間揚水後に井戸揚水を停止するため、初期揚水位を一定と考え図-4・67(a)の水位回復量より滞水層定数を決める。

$$T (=kH) = \frac{2.30Q}{4\pi} \left(\frac{\log_{10} t_1 - \log_{10} t_2}{\Delta\phi} \right) = 2.24 \text{ (cm}^2/\text{sec)}$$

$$H=10\text{ m} : k=2.2 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$$

$$=20\text{ m} : =1.1 \times 10^{-2}$$

$$=50\text{ m} : =4.5 \times 10^{-3}$$

図-4・67(b)の水位低下量は、水位回復の途中にあるため補正を行なう必要がある。補正した点が同図の×印である。

この計算の結果は以下のとおりで前者図-4・67(a)の水位回復の場合とほとんど一致する。

$$T (=kH) = 19.8 \text{ (cm}^2/\text{sec)}$$

$$H=10\text{ m} : k=2.0 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$$

$$=20\text{ m} : 1.0 \times 10^{-2}$$

$$=50\text{ m} : 4.0 \times 10^{-3}$$

(ii) No.3井戸

No.2井戸の場合と全く同様にして、Tを算出すると、

$$\text{(水位回復)} : T=2.24 \text{ (cm}^2/\text{sec)}$$

$$\text{(水位低下)} : T=2.24 \text{ (cm}^2/\text{sec)}$$

(iii) No.1井戸

$$\text{(水位回復)} : T=18.7 \text{ (cm}^2/\text{sec)}$$

$$\text{(水位低下)} : T=2.24 \text{ (cm}^2/\text{sec)}$$

(iv) No.2井戸におけるNo.3井戸の影響

$$\text{(水位回復)} : T=56.0 \text{ (cm}^2/\text{sec)}$$

$$\text{(水位低下)} : T=96.0 \text{ (cm}^2/\text{sec)}$$

(v) No.1井戸 (No.2, No.3揚水停止)

$$T=84.0 \text{ (cm}^2/\text{sec)}$$

(4) 井戸群揚水試験結果一覧

他の揚水試験については結果のみを示すにとどめ、試験結果一覧を以下に示す。

(b) 横水化学工業株式会社の深井戸

所在地 : 奈良市横領町

		1号井戸	2号井戸	3号井戸
深	度 (m)	128	130	130
口	径 (㎜)	250	300	(上部) 400 (下部) 250
揚	水 量 (t/h)	58.3	66.7	66.7
透 水 係 数 ($\frac{\text{cm}}{\text{sec}}$)	(水位回復) H = 10 m	2.0×10^{-2}	2.4×10^{-1}	2.0×10^{-2}
	20 m	9.9×10^{-3}	1.2×10^{-1}	9.9×10^{-3}
	(水位低下) H = 10 m	1.6×10^{-2}	9.6×10^{-2}	1.6×10^{-2}
	20 m	8.7×10^{-3}	4.8×10^{-2}	8.1×10^{-3}

(c) 辰市役場の深井戸

所在地 : 奈良市西九条町辰市

深 度 (m)	180
口 径 (㎜)	350
揚水量 (t/h)	180

透 水 係 数 k ($\frac{\text{cm}}{\text{sec}}$)		
	(水位低下)	(水位回復)
H = 10 m	5.4×10^{-2}	5.1×10^{-2}
= 20 m	2.7×10^{-2}	2.5×10^{-2}

(d) 郡山市水道局の深井戸

所在地 : 大和郡山市植磯町

		2号井戸	5号井戸	8号井戸
深	度 (m)	175	175	200
口	径 (㎜)	350	350	350
揚	水 量 (t/h)	70	110	155
透 水 係 数 ($\frac{\text{cm}}{\text{sec}}$)	(水位回復) H = 10 m	8.9×10^{-2}	4.4×10^{-2}	2.9×10^{-2}
	= 20 m	4.5×10^{-2}	2.3×10^{-2}	1.4×10^{-2}
	(水位低下) = 10 m	5.9×10^{-2}	4.6×10^{-2}	3.6×10^{-2}
	= 20 m	2.9×10^{-2}	2.3×10^{-2}	1.8×10^{-2}

(e) 奈良市水道局富雄ポンプ所の深井戸

所在地 : 奈良市中町砂茶屋

		1号井戸	2号井戸
深	度 (m)	153	153
口	径 (㎜)	350	350
揚	水 量 (t/h)	120	120
透 水 係 数 k (cm / sec)	(水位回復) H = 10 m	8.1×10^{-2}	5.7×10^{-2}
	= 20 m	4.1×10^{-2}	2.9×10^{-2}
	(水位低下) H = 10 m	7.6×10^{-2}	10.2×10^{-2}
	20 m	3.8×10^{-2}	5.1×10^{-2}

4・7・7 準 深 の 算 定

奈良市域は大和川水系の佐保川流域に属し、その面積は奈良盆地の約1/13の約83km²である。この佐保川流域を図-4・78に示すように平野部38km²と山間部45km²に分ける。

奈良市の年平均降雨量1380mm/年の1/3が地下へ浸透すると仮定すれば460mm/年、すなわち1.26mm/日の浸透量に相当する。この値を地下水のかん養量として概算すると山間部で5.5万t/日、平野部で5.0万t/日、合計10.5万t/日が得られる。

さて、図-4・69に示すように、まず地下水位等高線に直交するように平野部に流線を描いて9流路に分け、さらに山岳部については分水嶺を描いて各流路に流入すると考えられる9領域に区分する。地下水のかん養はこの山岳部のみで行なわれ、かつそのかん養量は面積に比例するものと仮定し、上記の460mm/年のかん養量を考える。

以上の境界条件のもとに準深の値を算定した。図-4・70に正方形格子区分の節点番号を、また準深の等値線を図-4・71に示す。なお、格子一辺の長さΔl=400mである。このようにして求めた数値が妥当であるかどうかは既述の物理探査や揚水試験の結果と対比させることによって判定しうる。

もし透水性の大きさが両者の結果において異れば地下水かん養量の仮定の段階において誤りがあると考えらるべきで、その場合には準深の値を等倍して補正すればよく、容易に妥当な値に修正することができる。

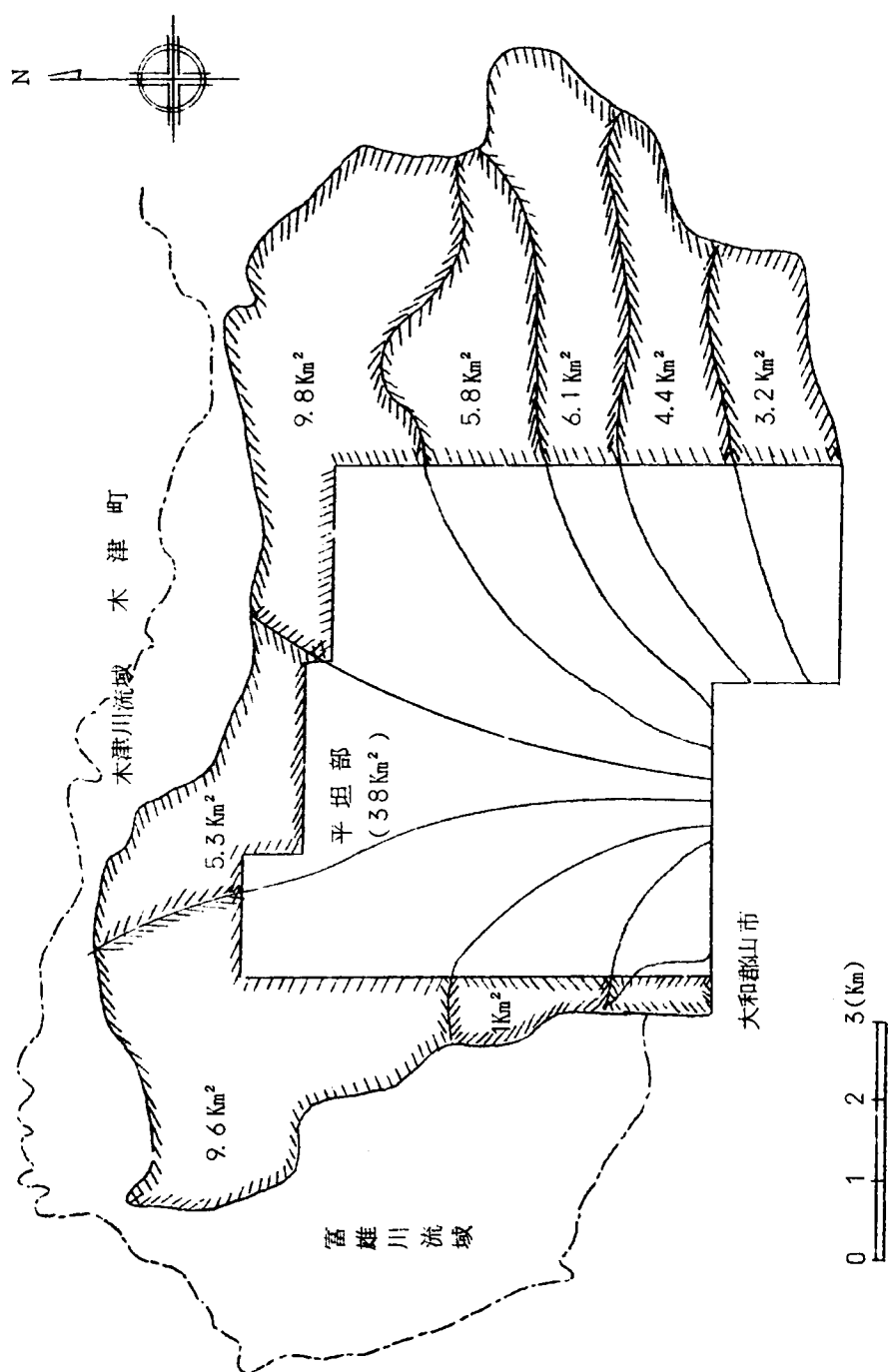
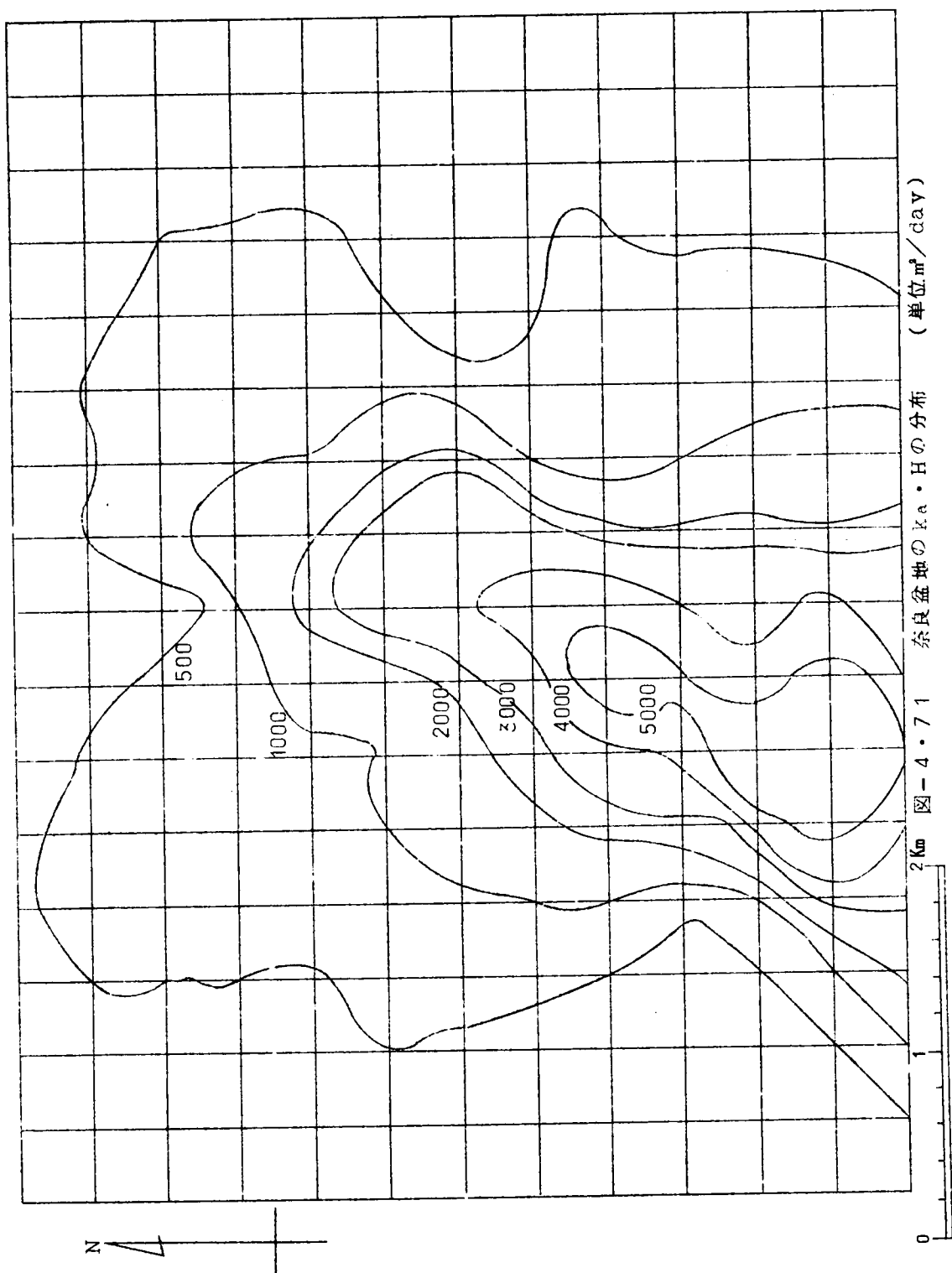


図-4・69 各流路のかん養面積



4・7・8 地下水揚水量の算定

(1) 揚水条件

揚水の方法によりつぎの2者の場合を考える。

その第1は常に一定の揚水位（揚水地点の地下水位）を維持しながら揚水する場合である。揚水量は時間とともに減少し、次第に定常地下水流状態における可能揚水量に近づく。

他の揚水方法は揚水量一定の場合である。次第に揚水位は低下し、揚水量によって決る定常地下水流の揚水位に近づく。

ここでは以上の揚水位一定と揚水量一定の2者の場合を計算しているが、一般に前者は井戸が浅く湧水量が小さい井戸に、後者は井戸が深く揚水量が大きい井戸にあてはめることができる。

なお、揚水地点と揚水条件の選定は非常に多くの場合が考えられるが、そのうちで代表例として、表-4・22のNo.1～No.10までの10種類の計算条件について計算結果を示す。たとえばNo.1においては、揚水地点は1ヶ所、その揚水地点の中心は前出の図-4・79の節点番号211（番地）である。揚水条件としては揚水位一定で、その水位低下量は単位（-1）である。以下同様に表-4・22より計算条件を読みとることができる。とくにNo.7～No.10については、奈良市域より（下流側の）郡山市域への地下水流量が一定、すなわち図-4・69の領域区分の南端における現在の地下水位勾配が変らないことを計算条件として与えている。

表-4・22 計 算 実 施 表

No.	揚水 地点数	揚 水 番 地	揚 水 条 件		対応する図表
			揚水位一定	揚水量一定	
1	1	211	-1 m		図-4・72
2	1	同上		3.2万m ³ /日	図-4・73
3	3	178,208,216	-1 m	3.2万m ³ /日	図-4・74
4	3	同上		×3	図-4・75
5	5	55,141,177,231 269	-1 m	1万m ³ /日 ×5	図-4・76
6	10	55,141,177,231 269,122,129,173 212,180	-1 m	5千m ³ /日 ×10	図-4・77

下流端流出量一定のとき

7	1	211	-1 m		図-4・78
8	1	同上		3.2万m ³ /日	図-4・79
9	3	178,208,216	-1 m		図-4・80
10	3	同上		3.2万m ³ /日	図-4・81

(2) 計算結果

上記の10種の計算条件にもとづき地下水揚水に伴う周辺の地下水位変動、および地下水位低下量の分布を求めた。以下にその結果を示している。

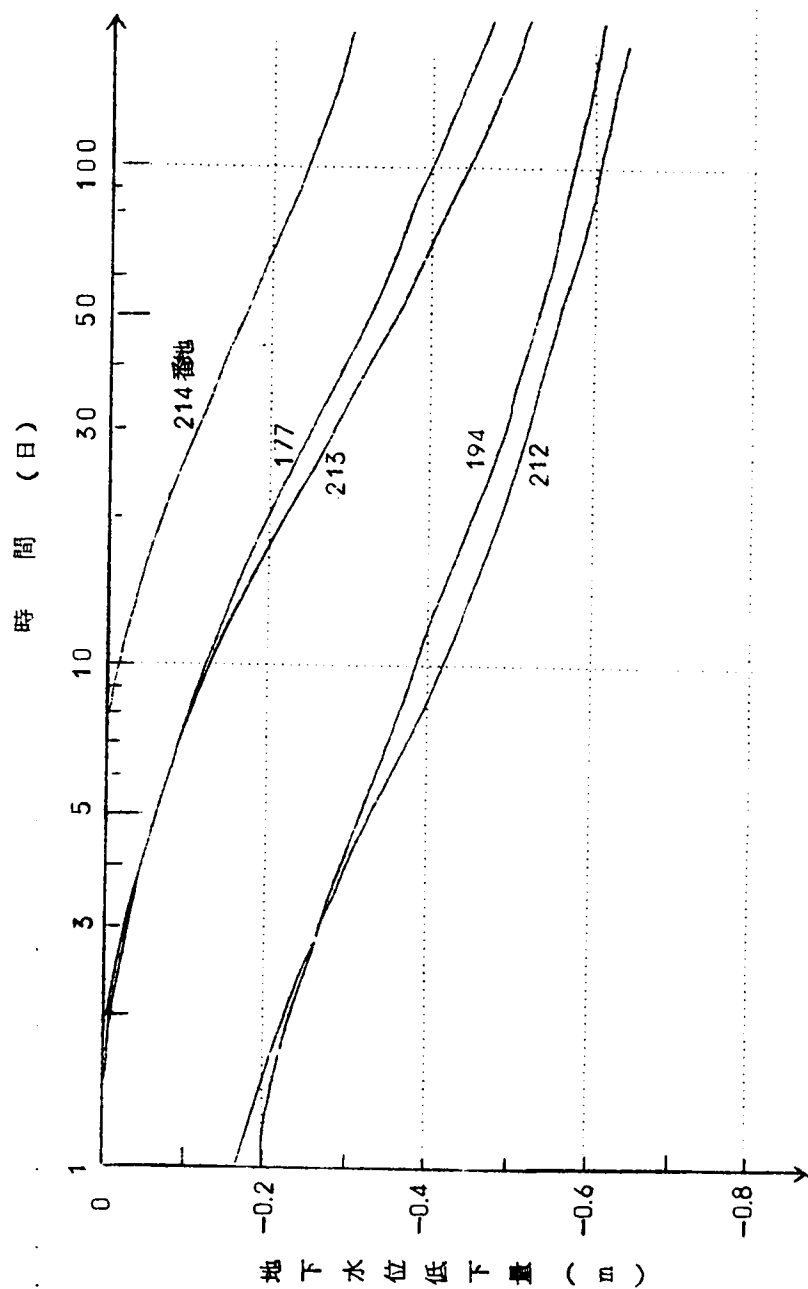


図-4・72(c) 計算条件No.1 チェック地点の地下水位低下

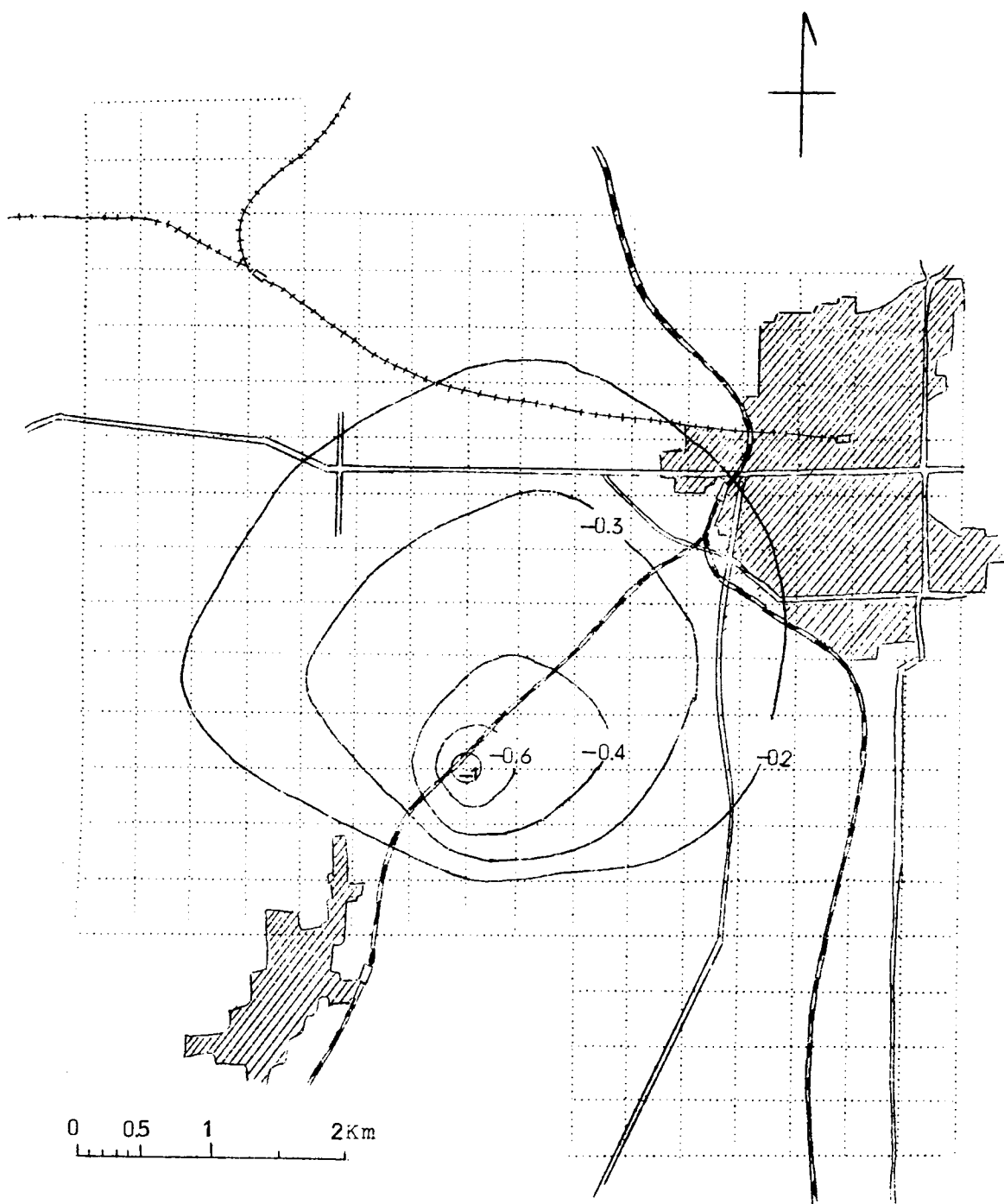


図-4・72(b) 定常状態における等水位低下線 (m)

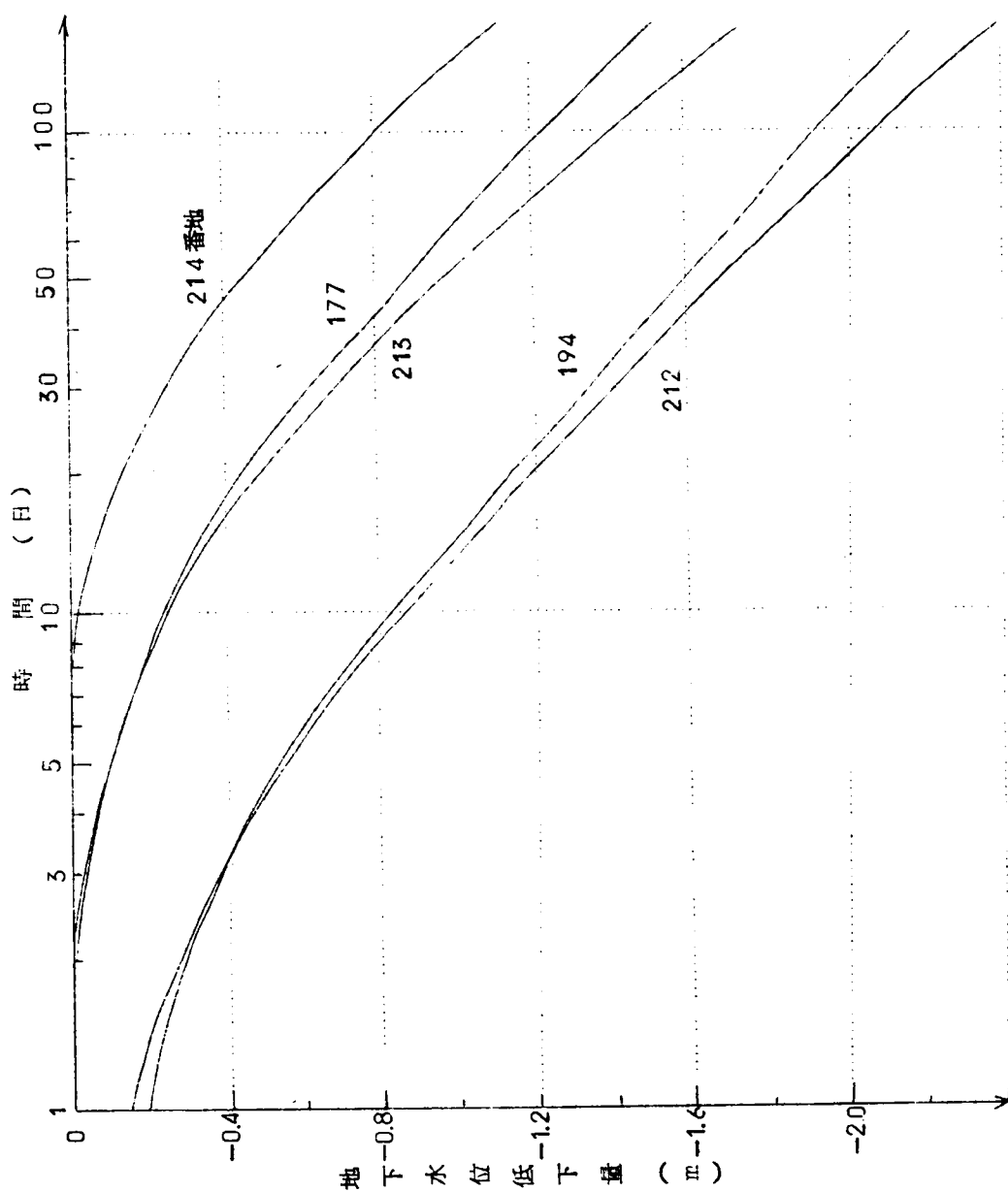


図-4・7 3(2) 計算条件No.2 チェック地点の水位低下

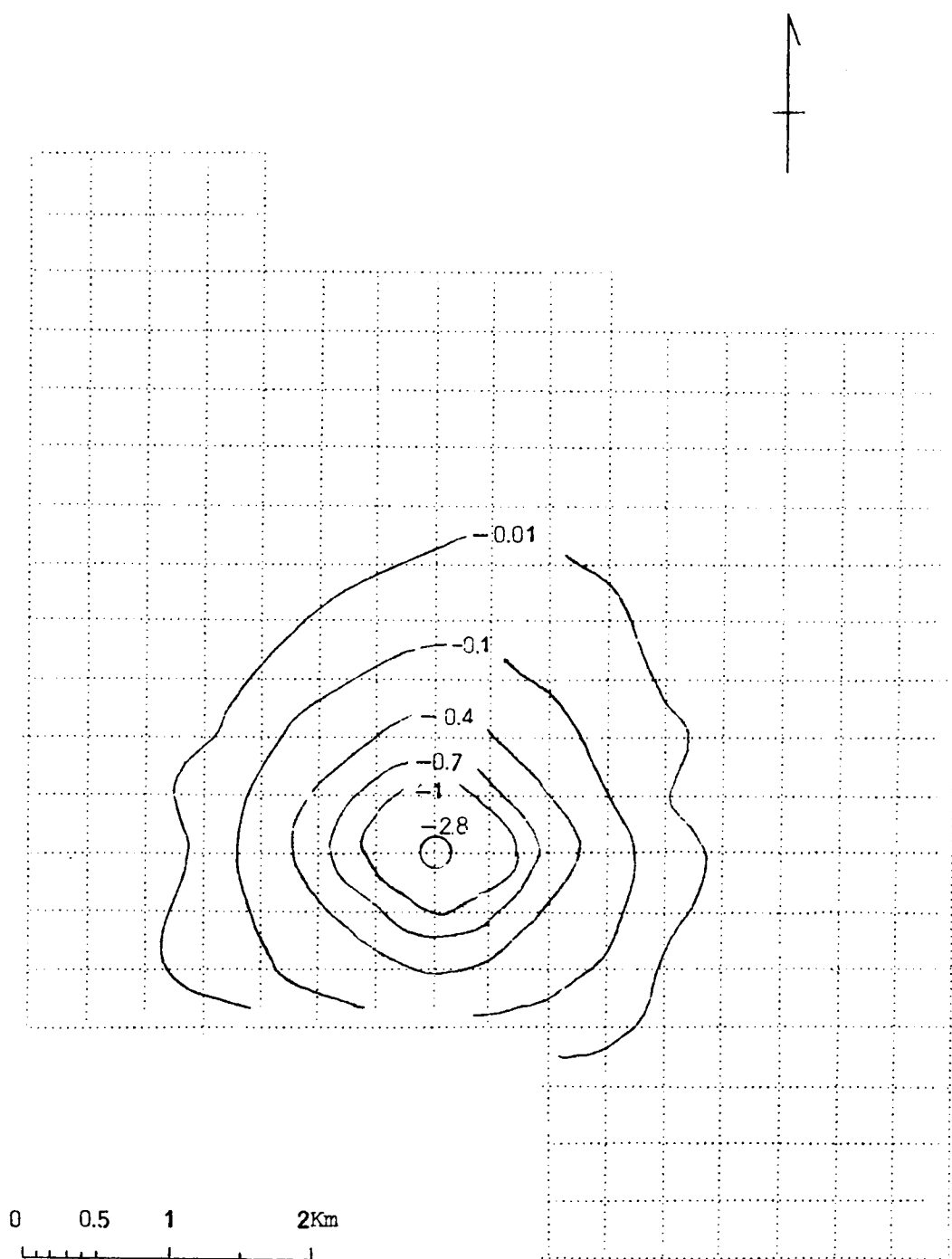


図-4・73(c) 25日後の等水位低下線(m)

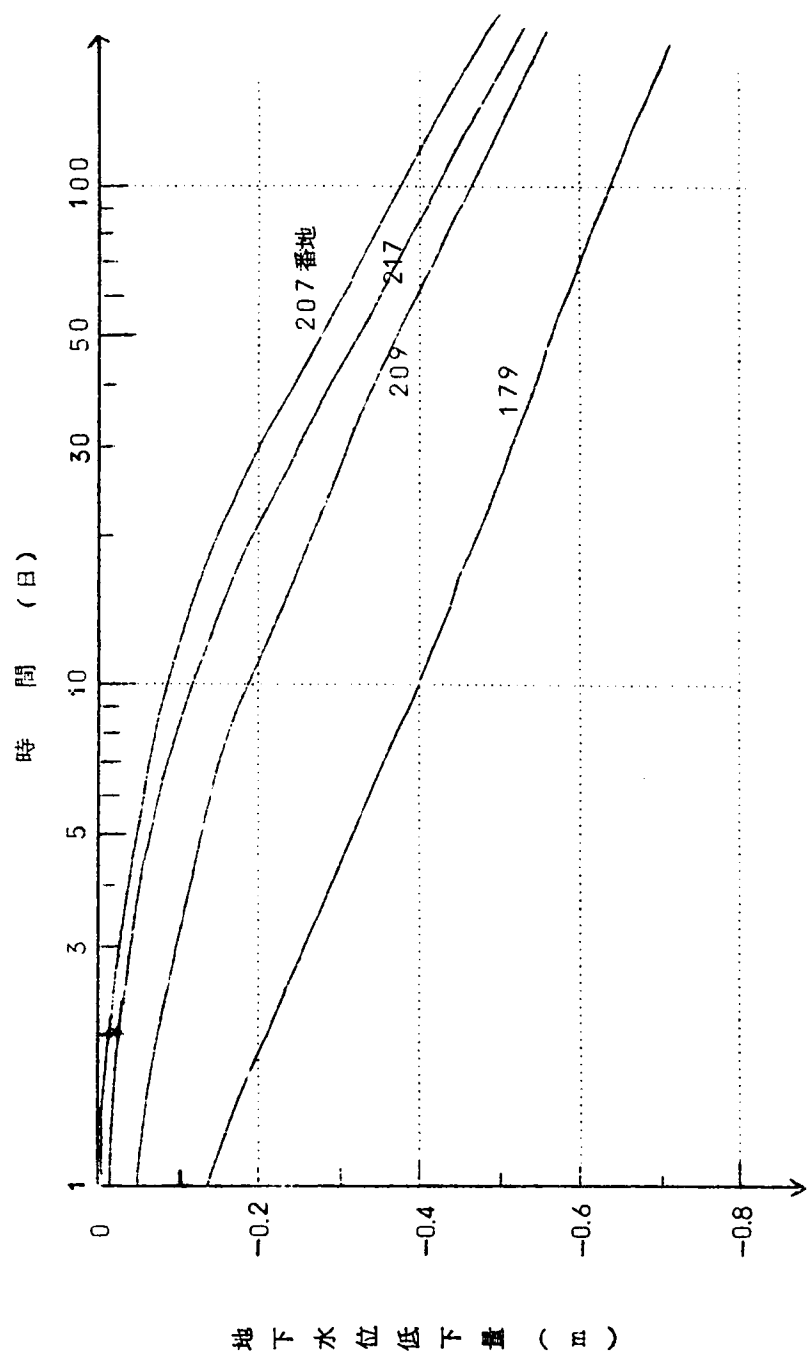


図-4・74(a) 計算条件 No.3

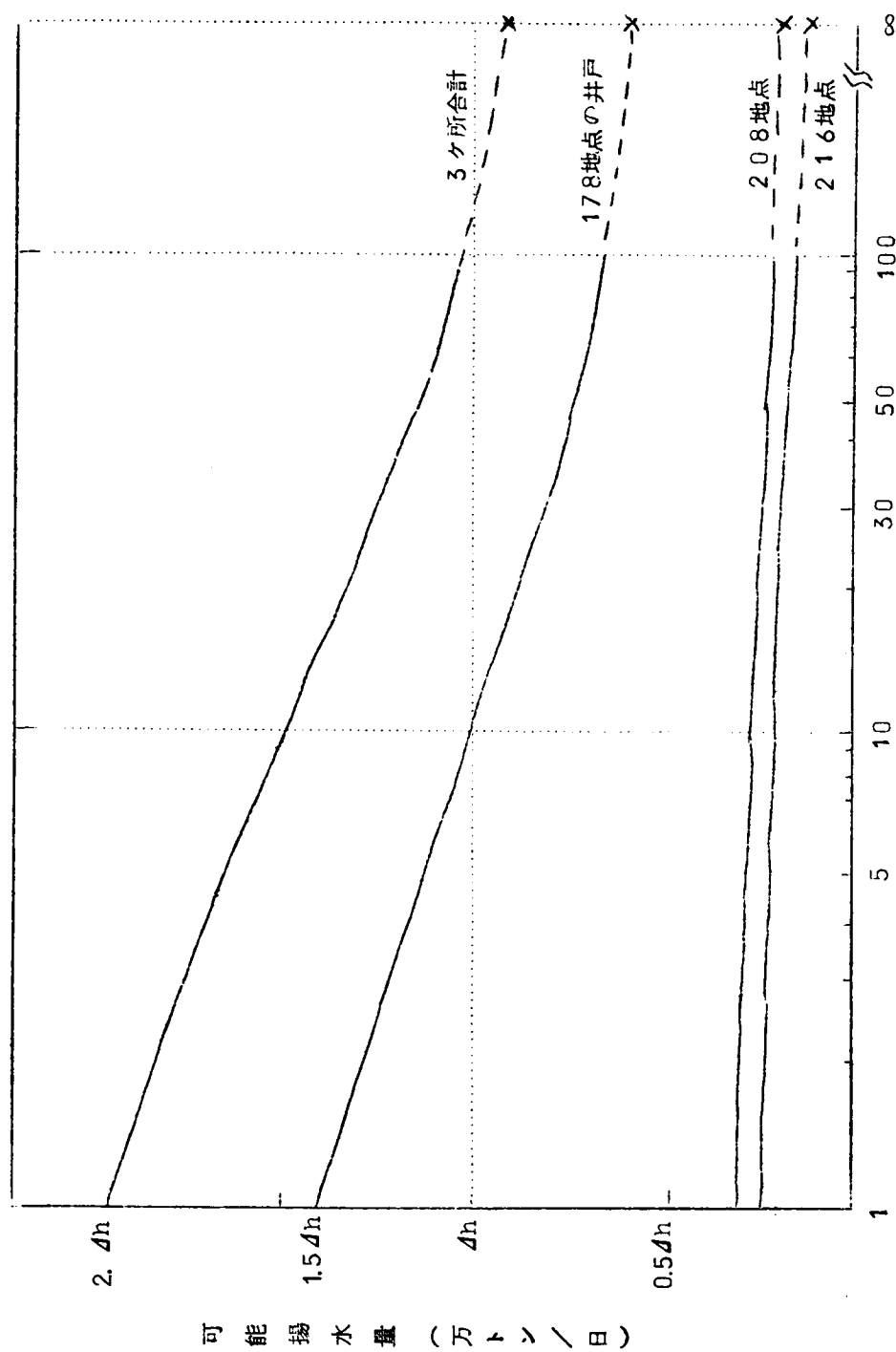


図-4・74(c) 計算条件No.3 揚水量の時間的变化

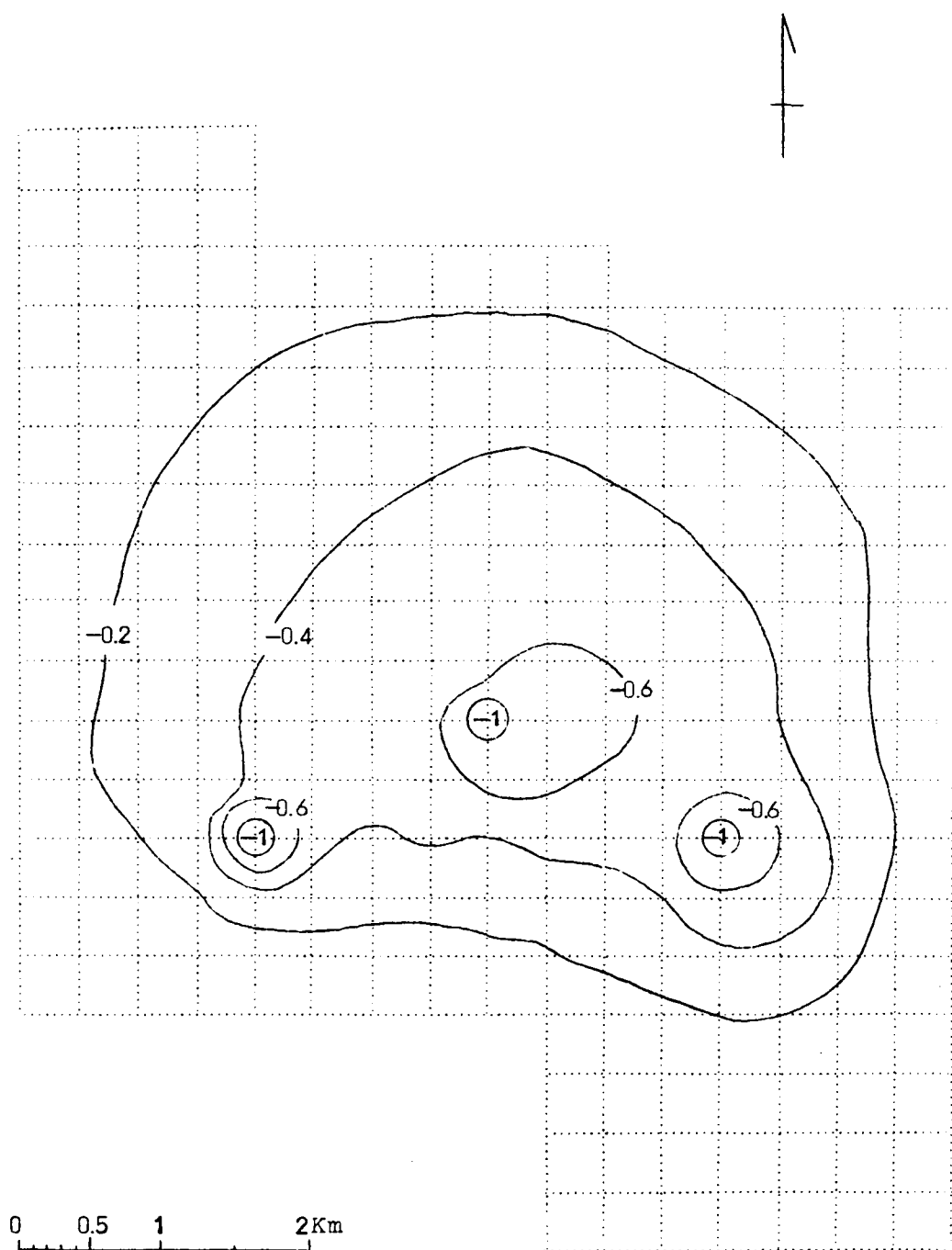


図-4・74(c) 定常状態における等水位低下線

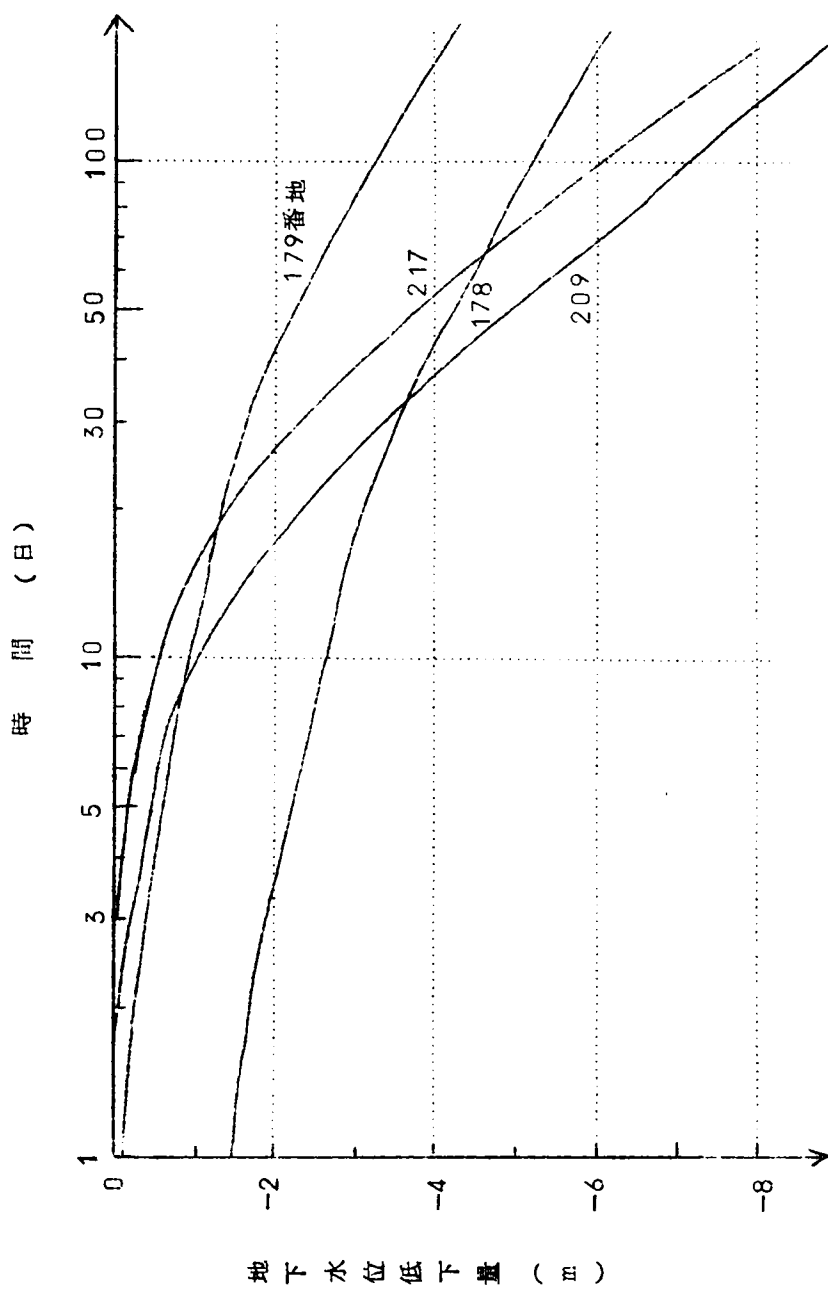


図-4・75(a) 計算条件 No.4

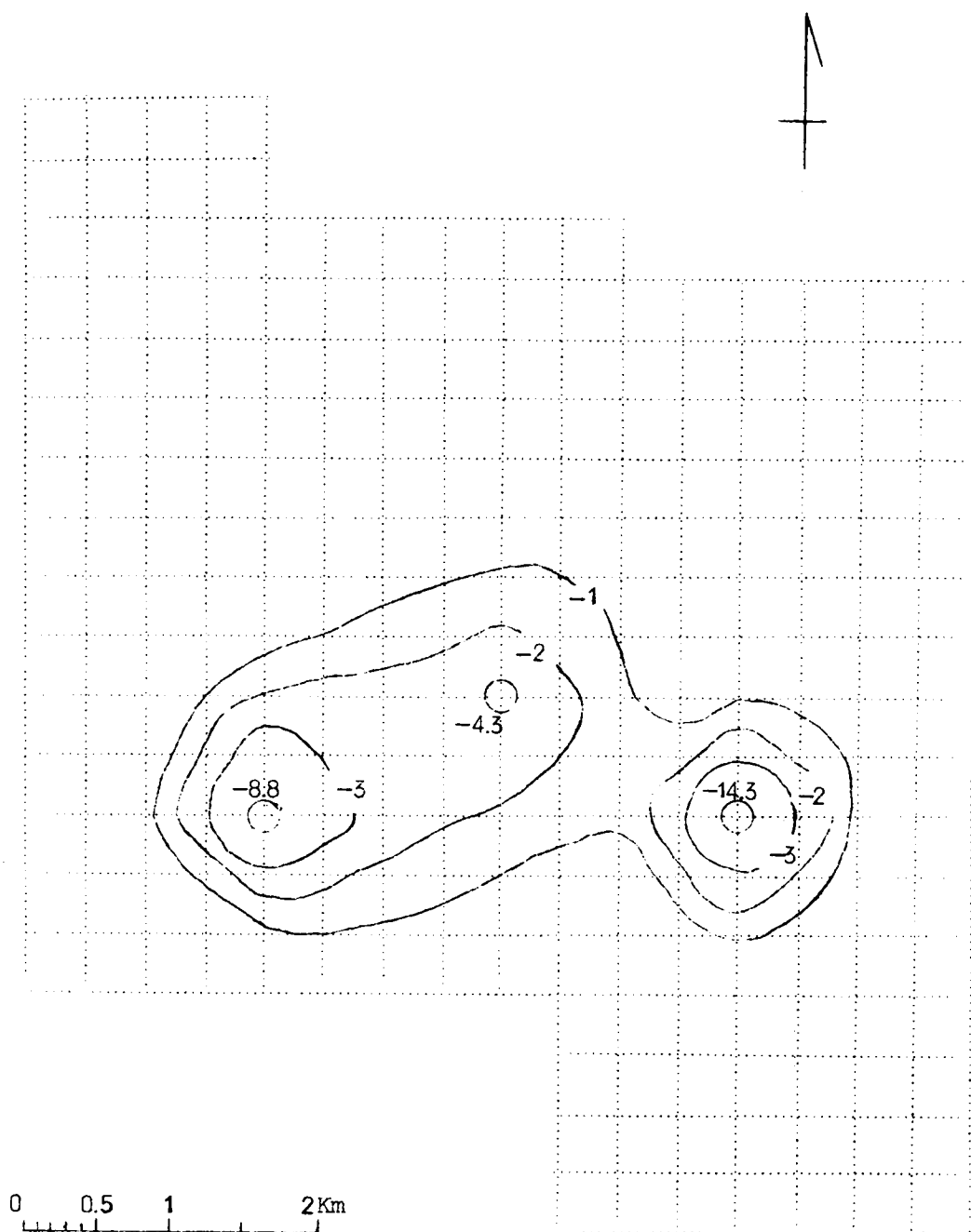


図-4・75(b) 50日後の等低下水位線

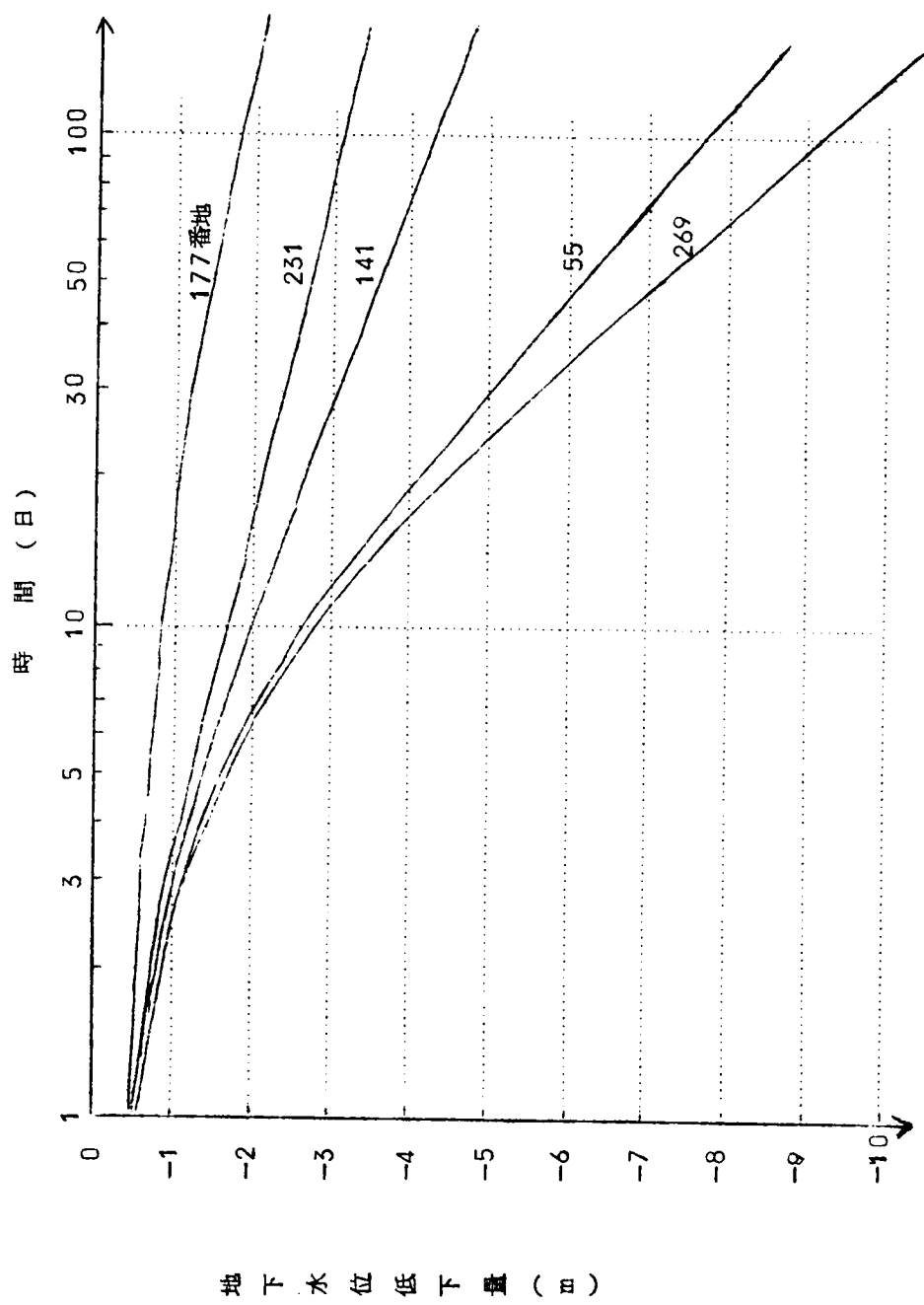


図-4・76(a) 計算条件 No.5

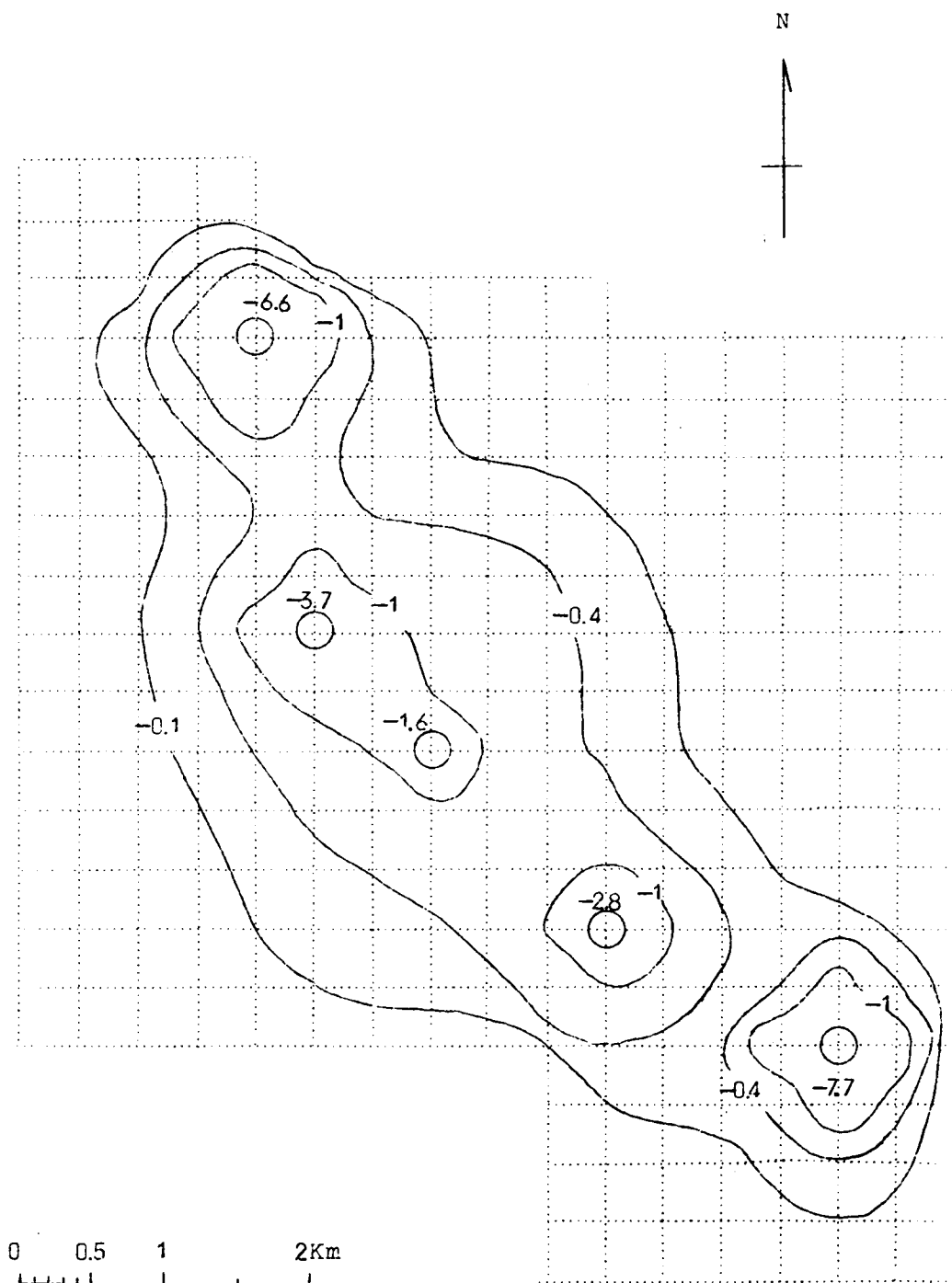


図-4・76(b) 5ヶ所 各1万 t/日 揚水するとき、
60日後の等低下水位線(m)

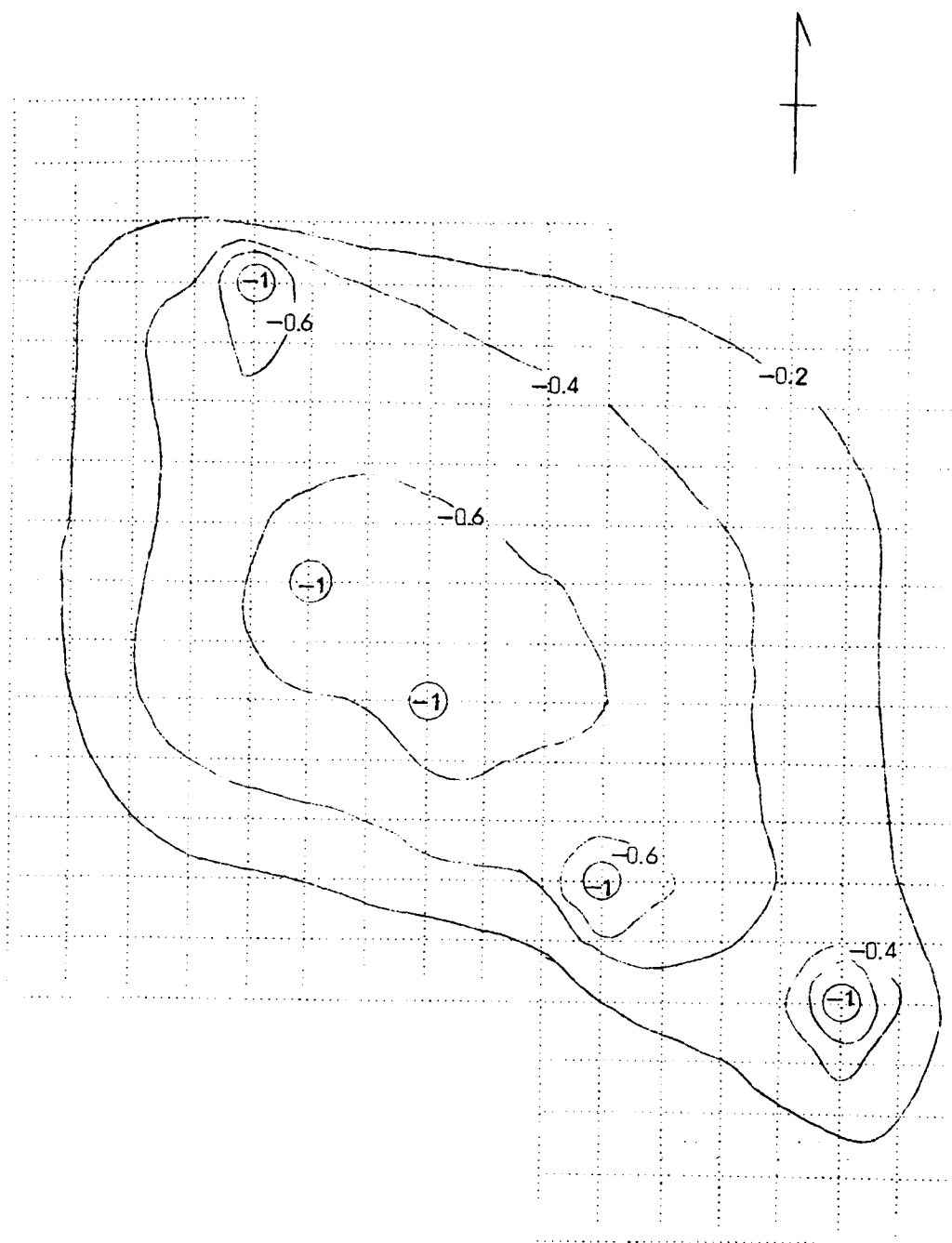


図-4・76(c) 5ヶ所 -1mに保ったとき、
定常状態における等低下水位線(m)...

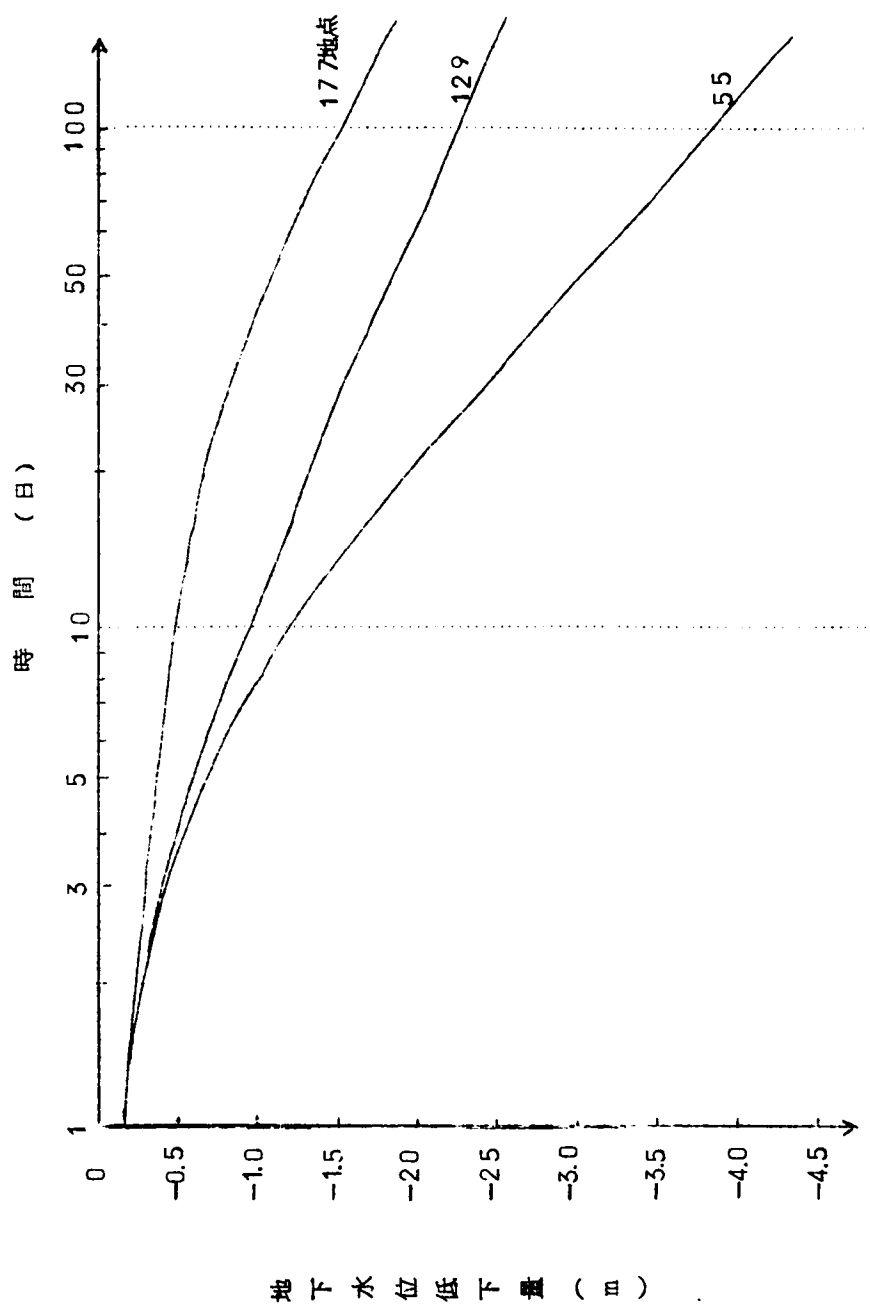


図-4・77(a) 計算条件 No. 6

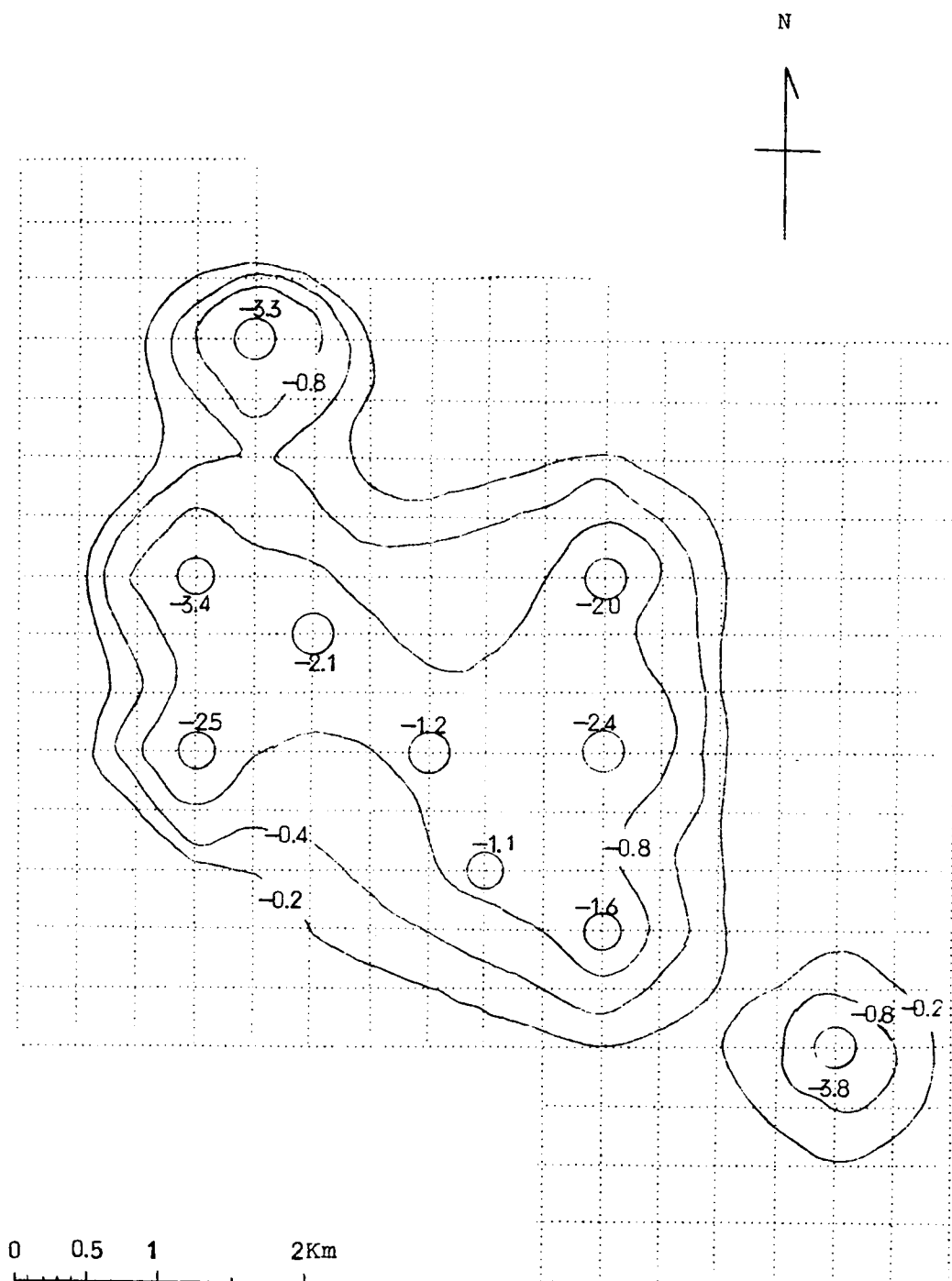


図-4・77(c) 10ヶ所 5千t/日揚水するとき、
60日後の等低下水位線

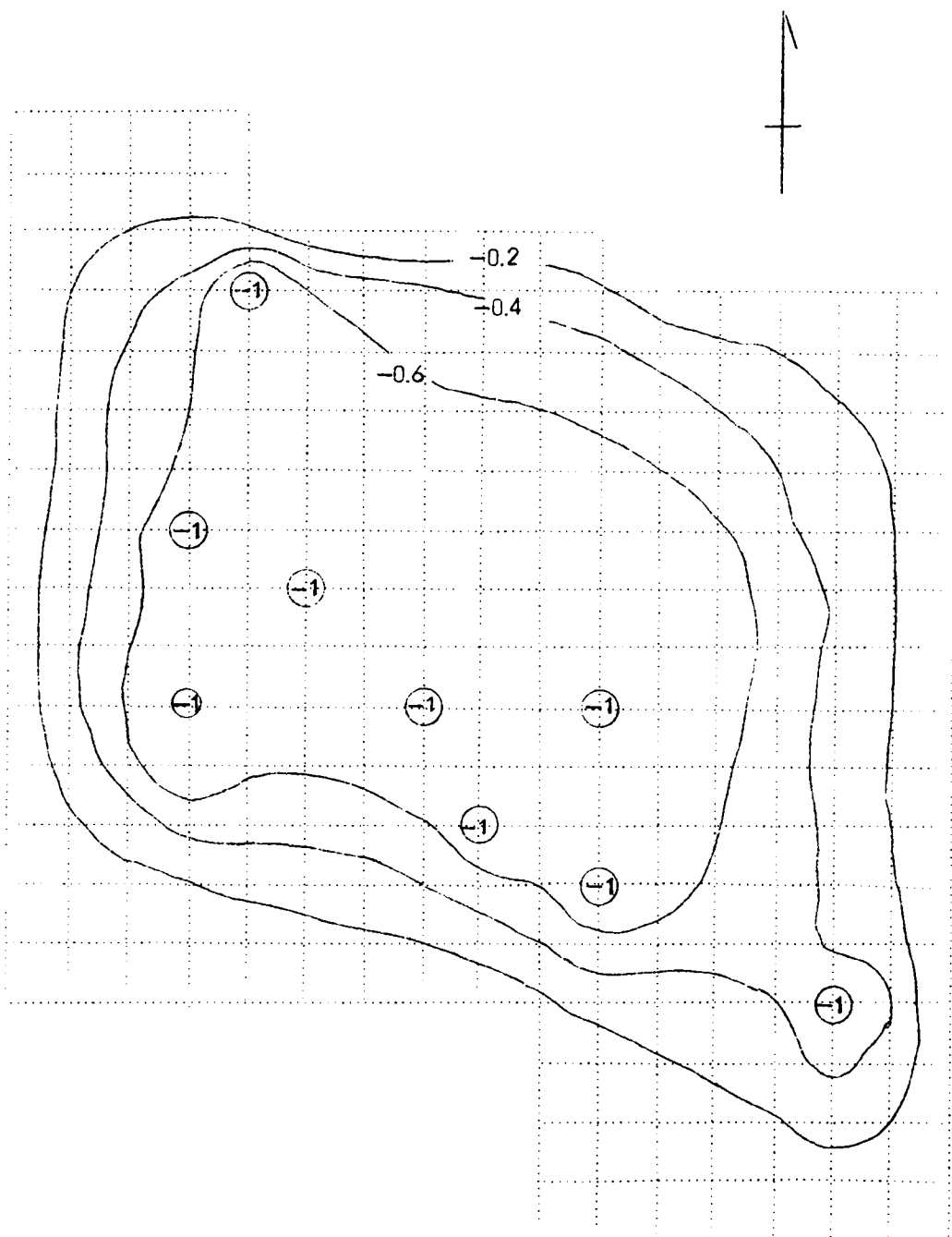


図-4・77(c) 10ヶ所を(-1)mに保ったとき、
定常状態における等低下水位線(m)

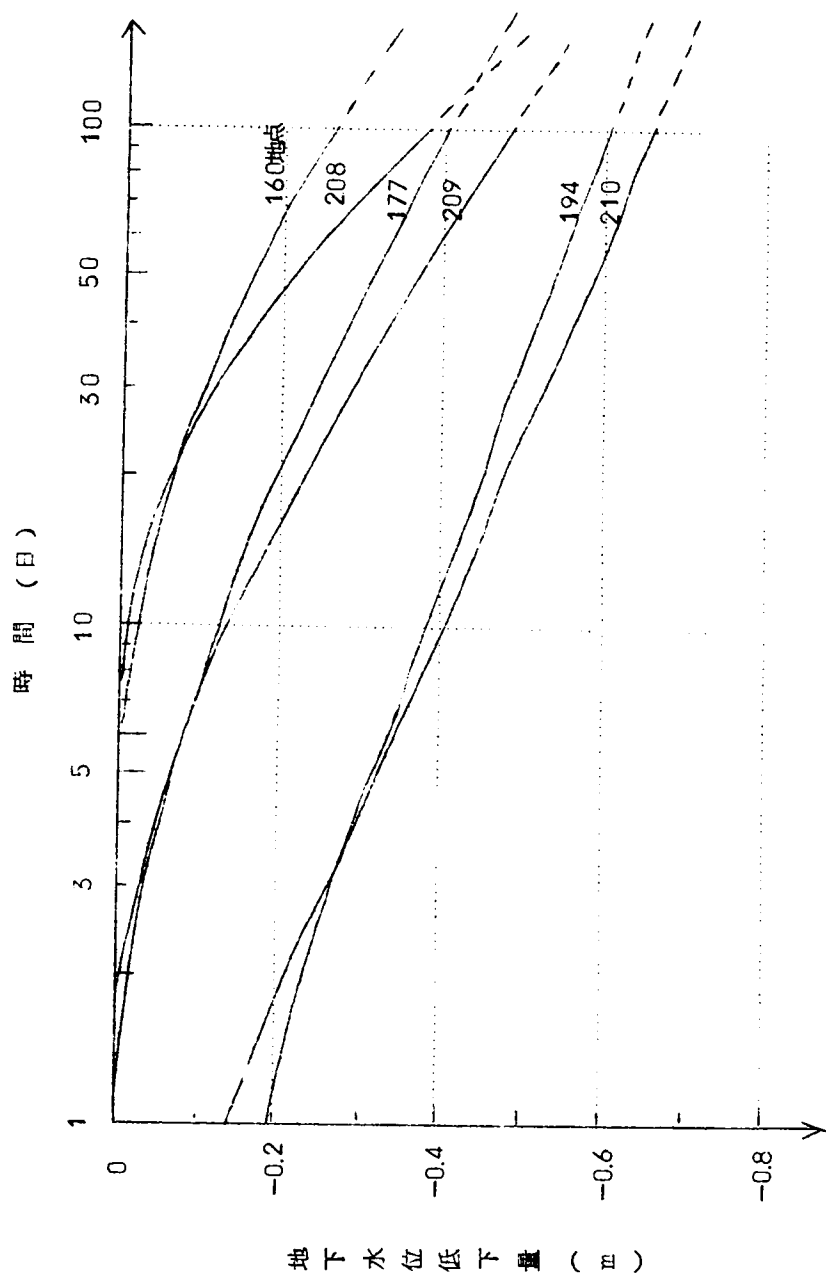


図-4・78(a) 計算条件 No.7

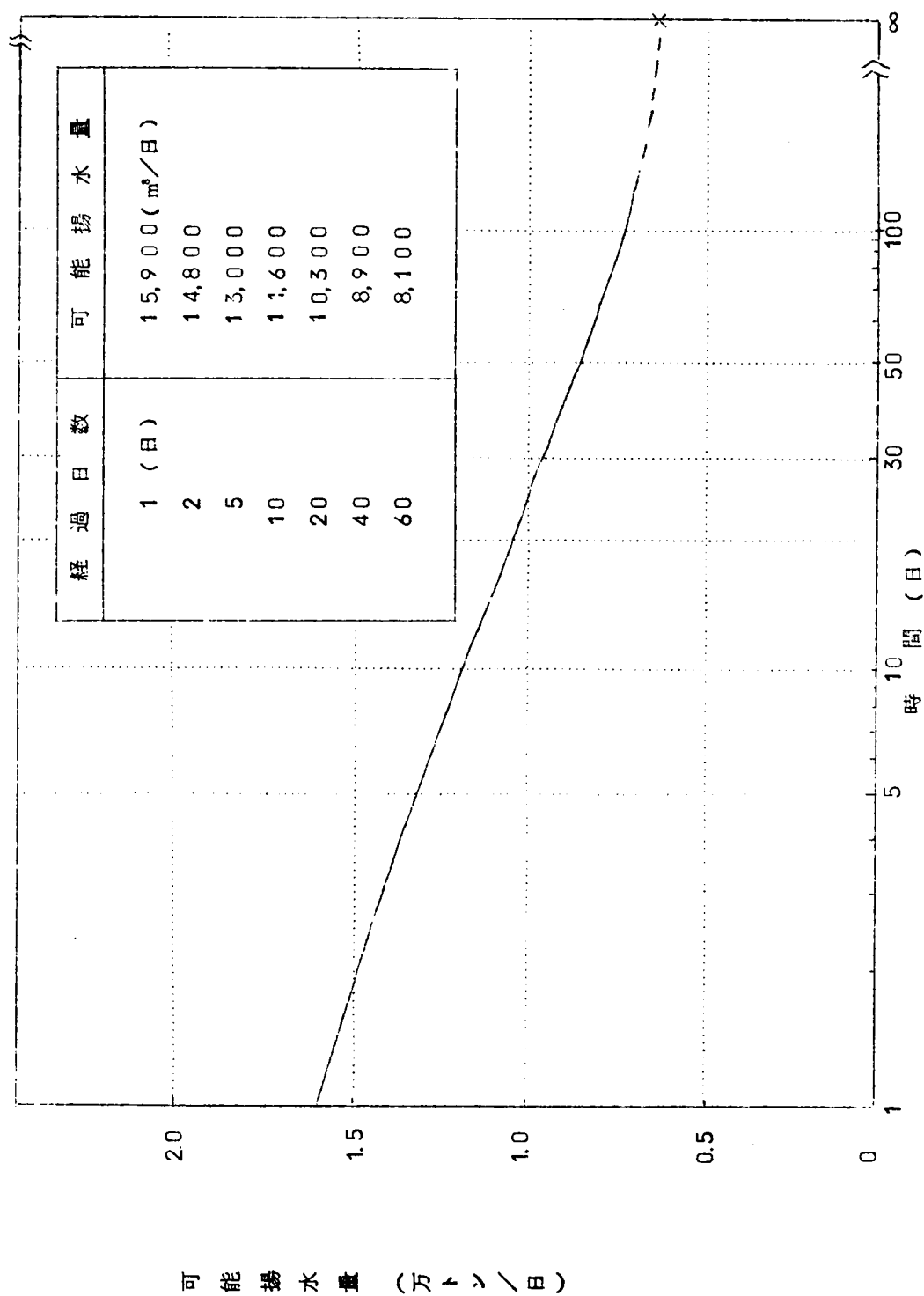


図-4・78(㉒) 可能揚水量の時間的変化

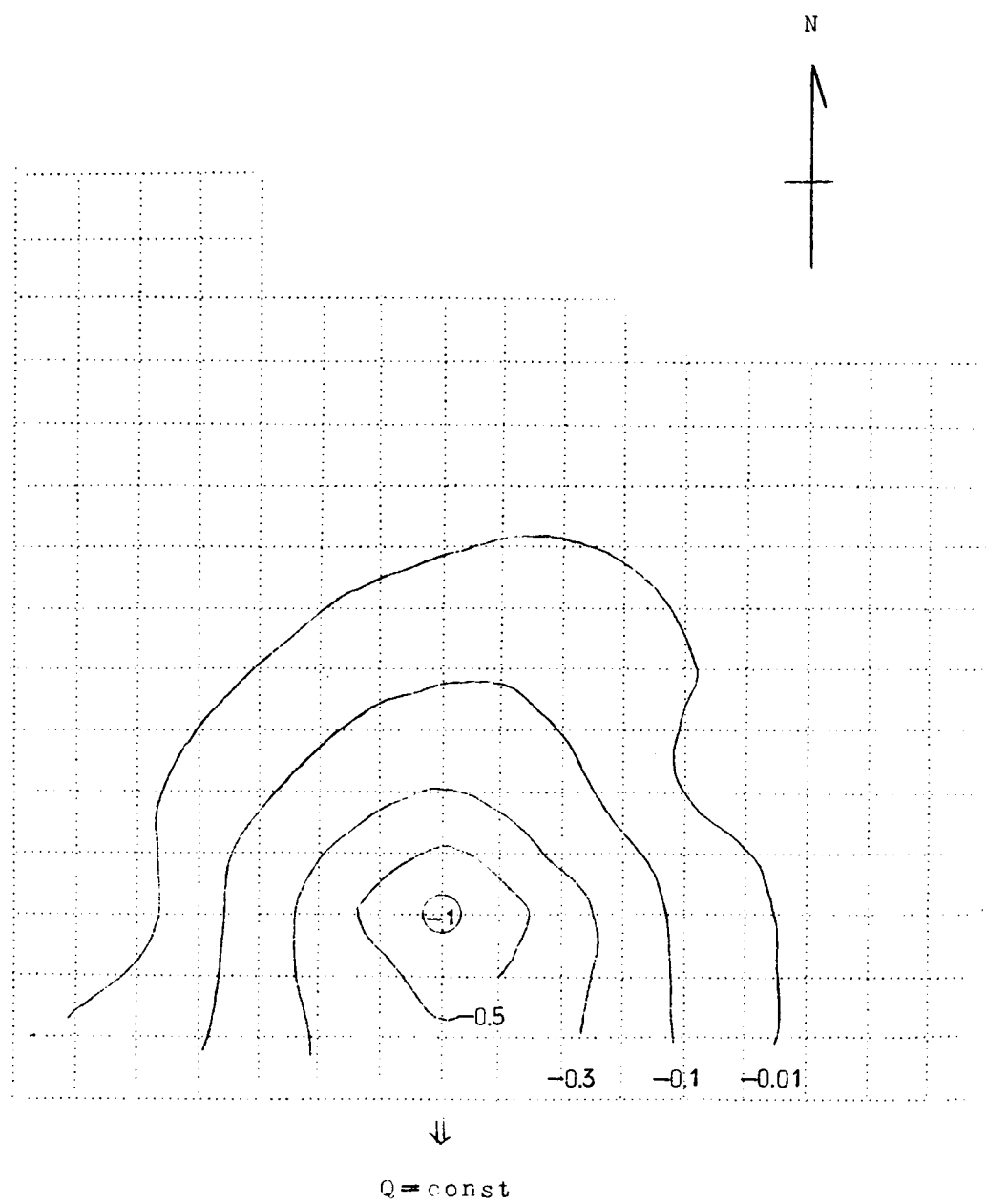


図-4・78(c) 50日後の等低下水位線 (m)

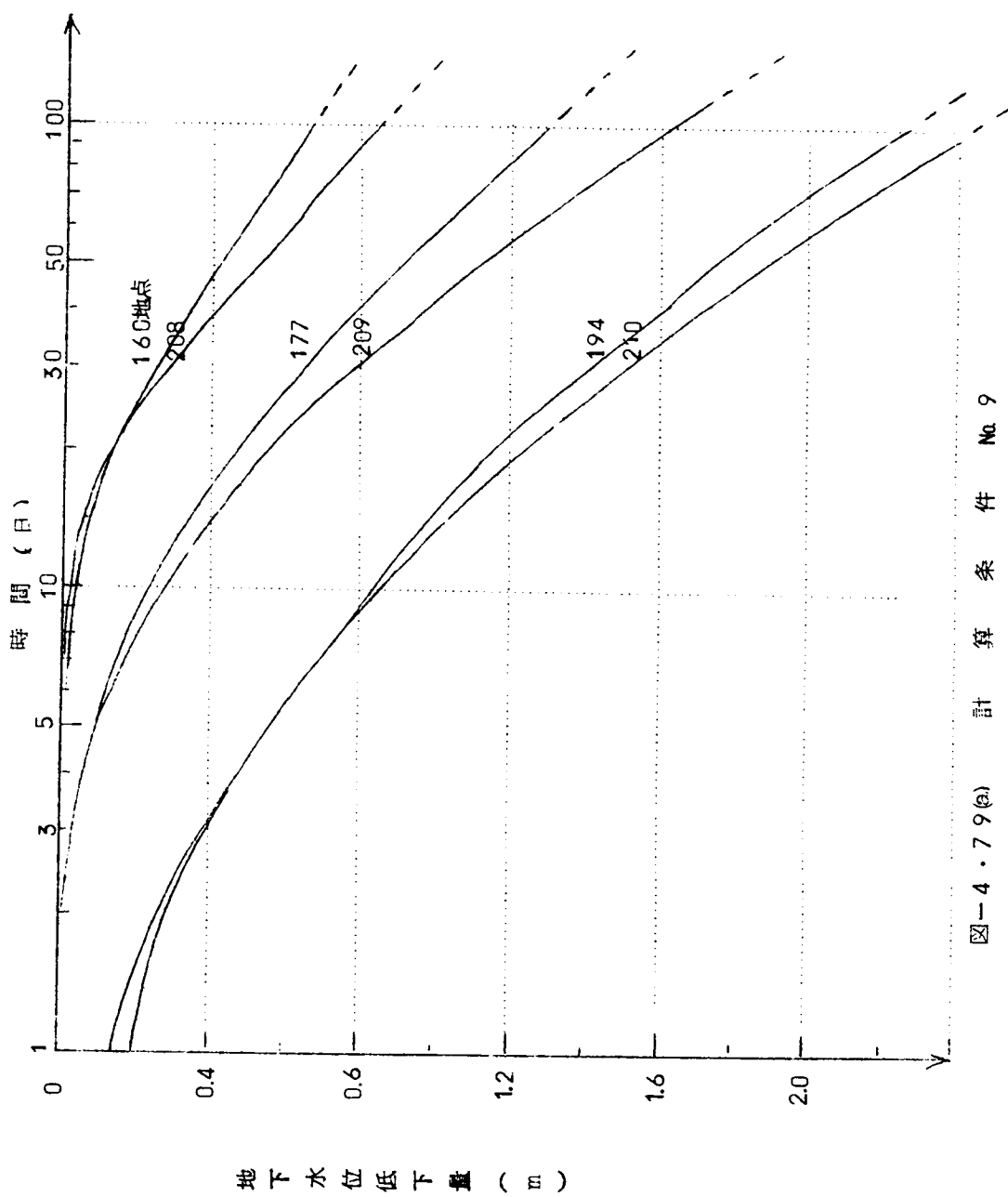


図-4・79(a) 計算条件 No. 9

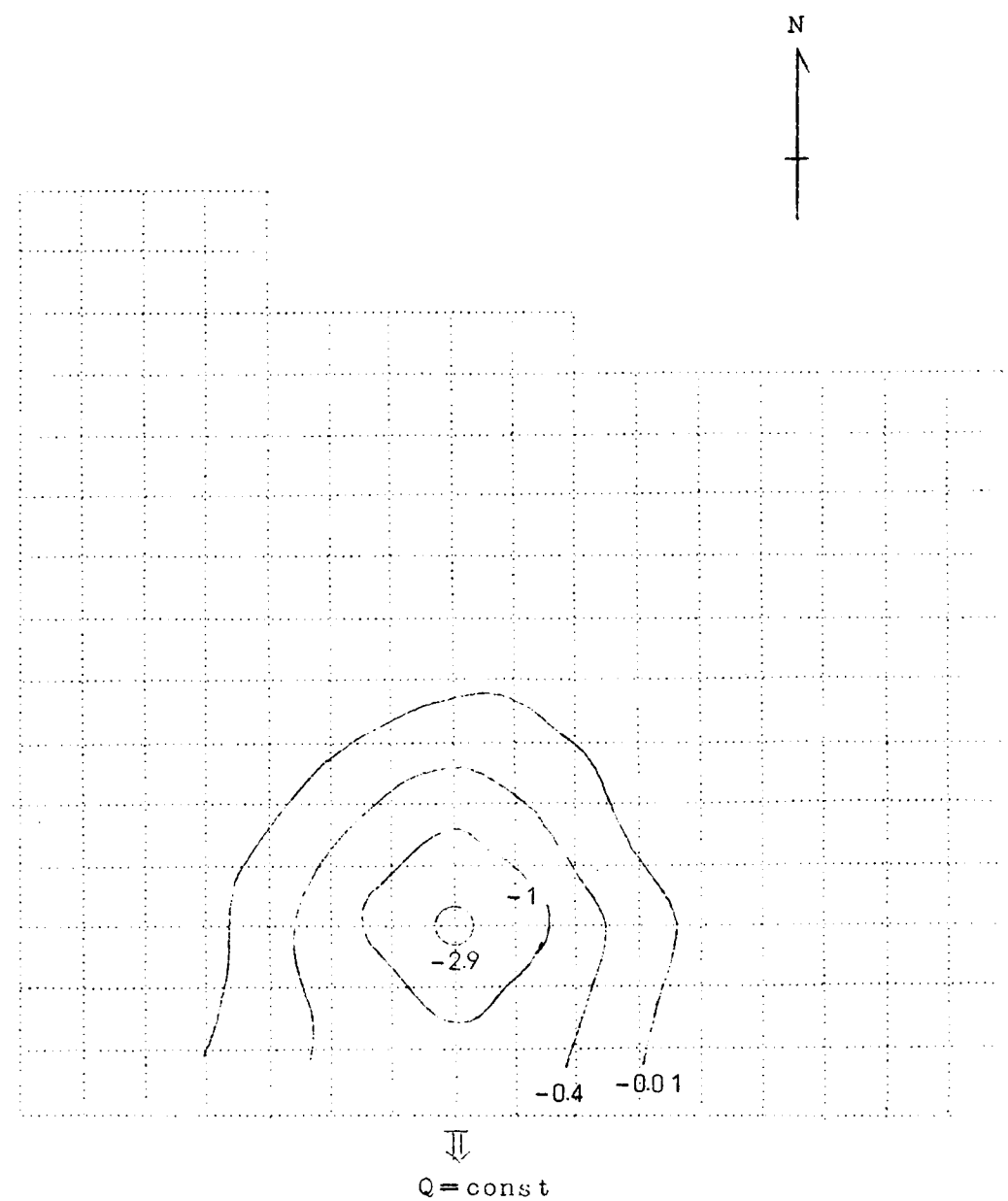


図-4・79(b) 25日後の等低下水位線

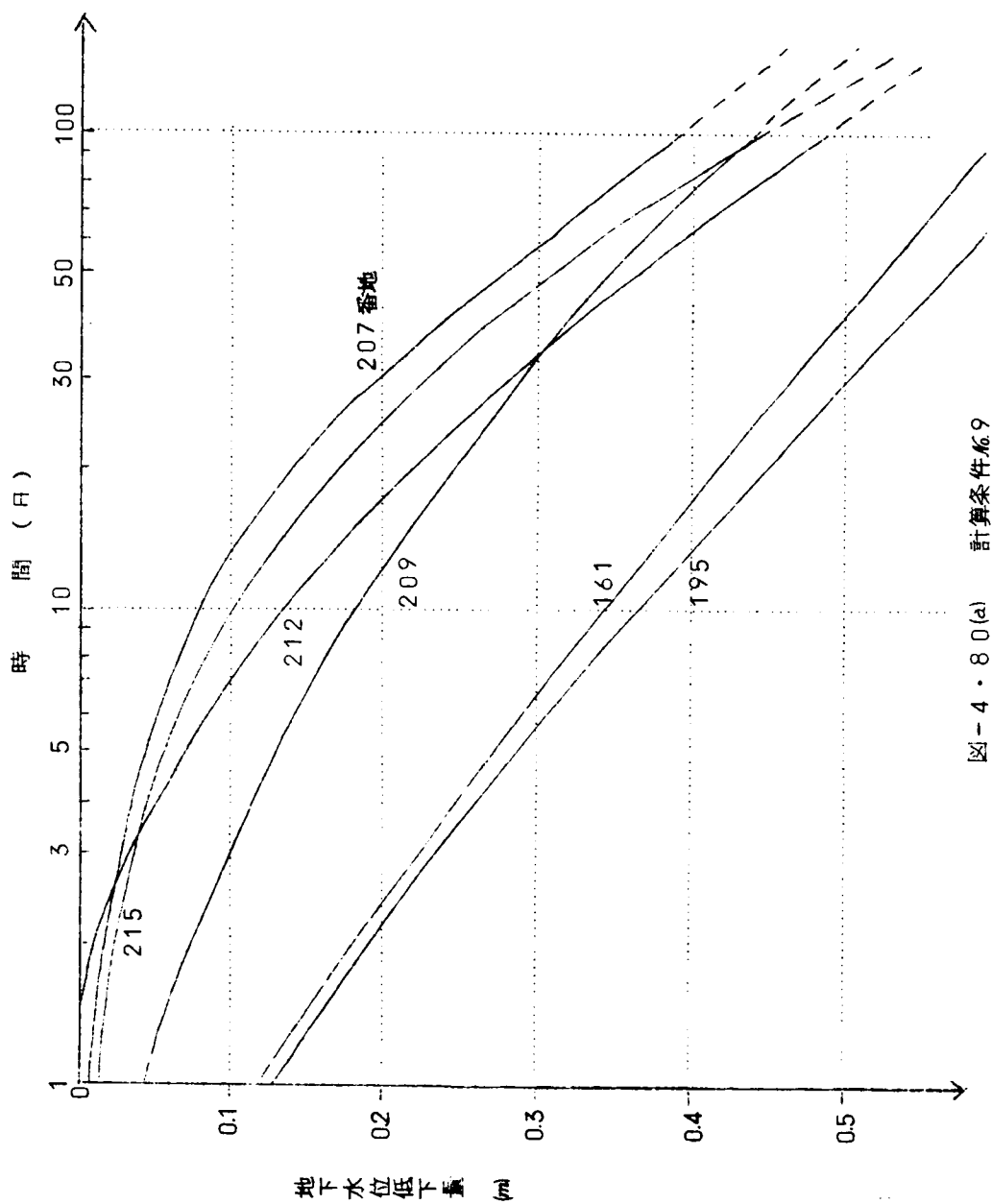


図-4・80(a) 計算条件No.9

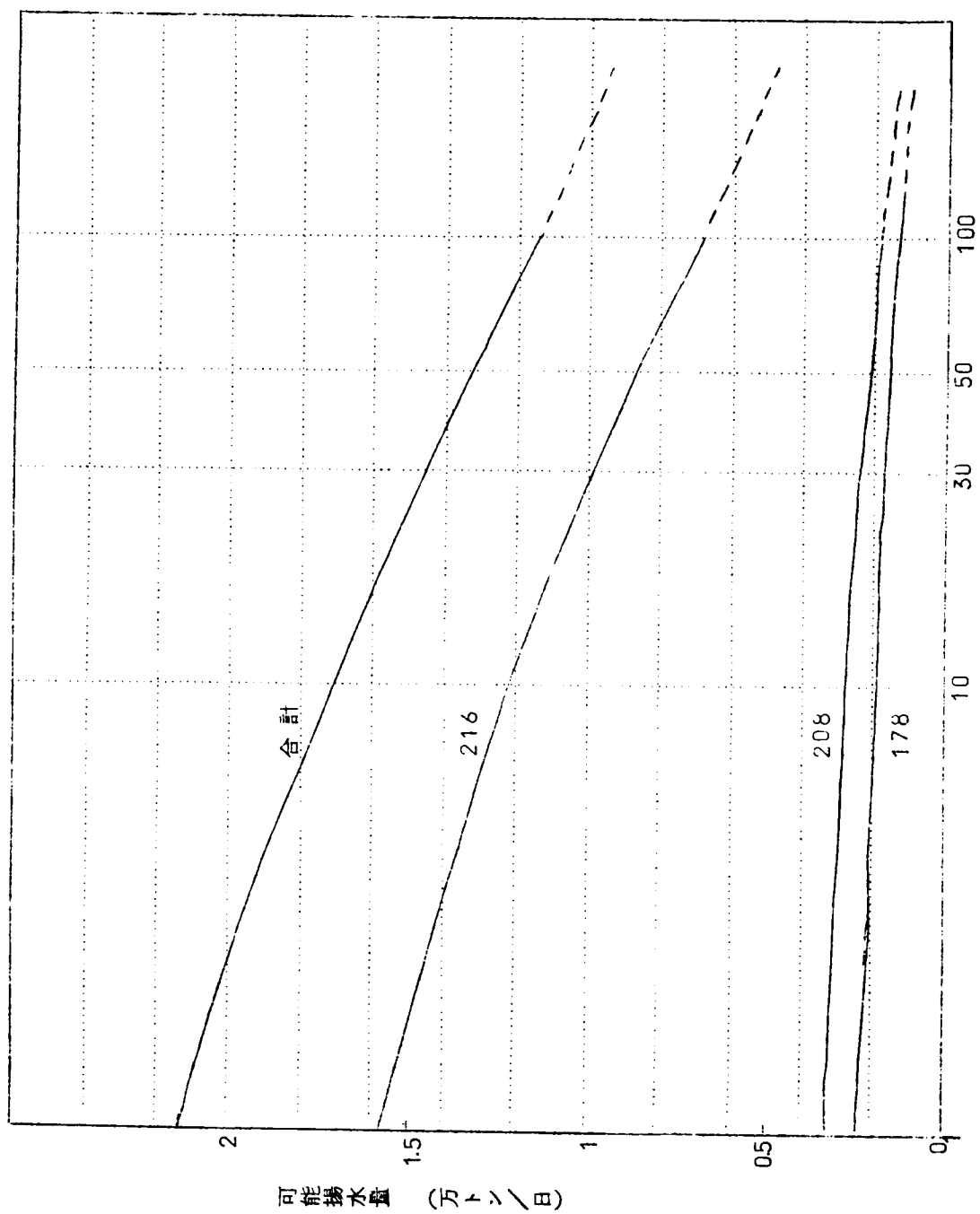


図-4・8 0(b) 可能揚水量の時間的变化

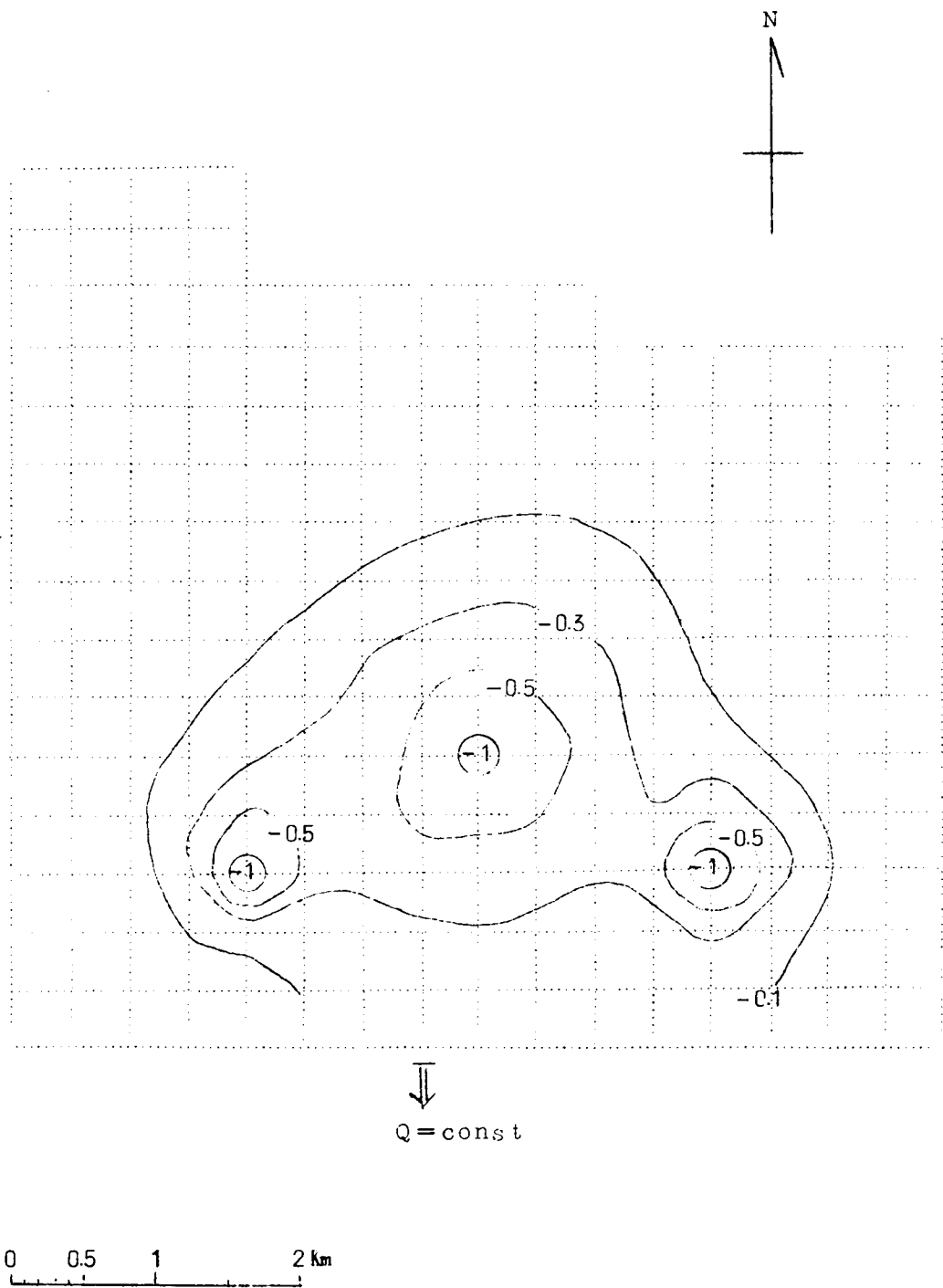


図-4・80(c) 下流端流出量一定のとき，75日後の等低下水位線

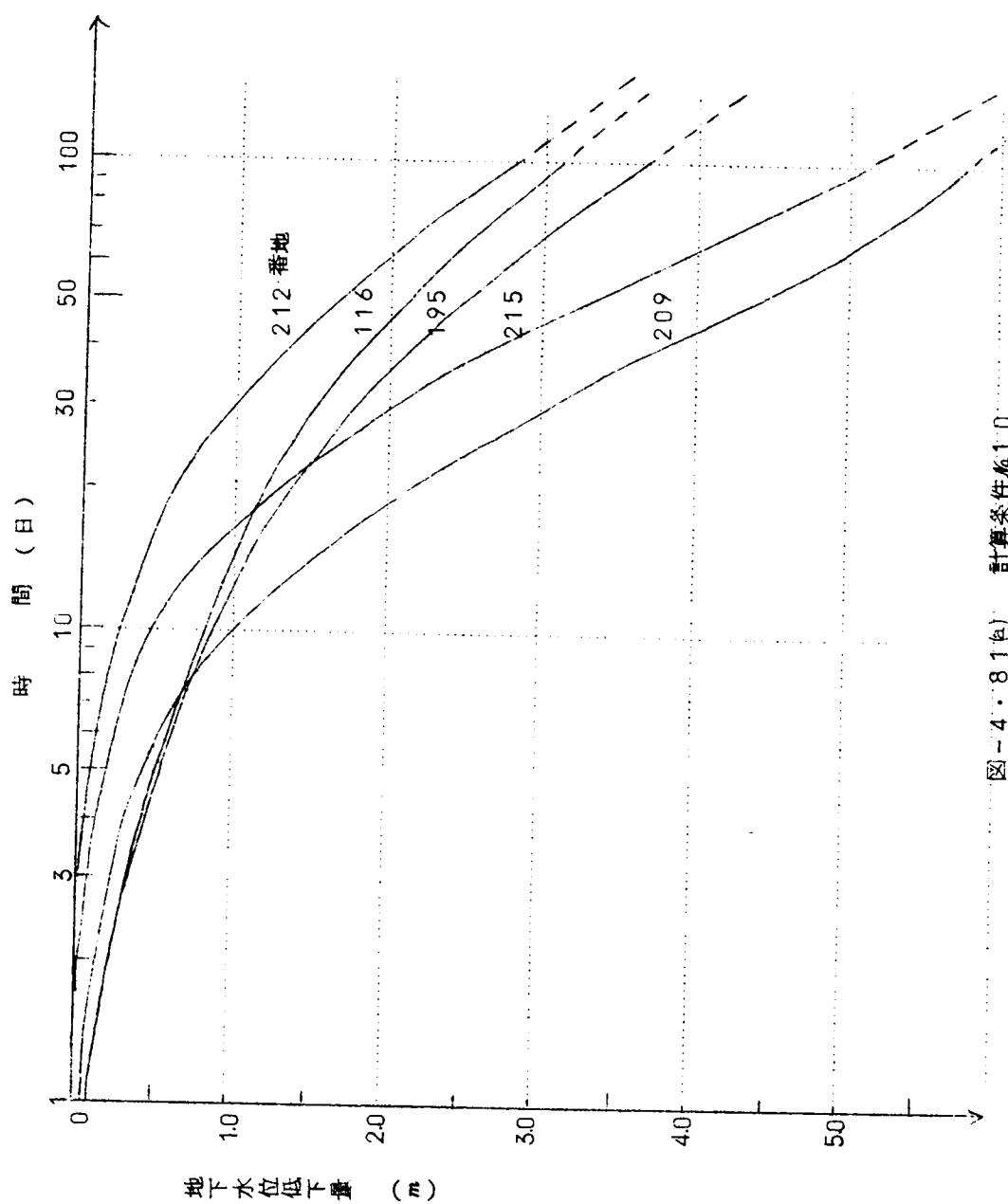


図-4-81(a) 計算条件No.10

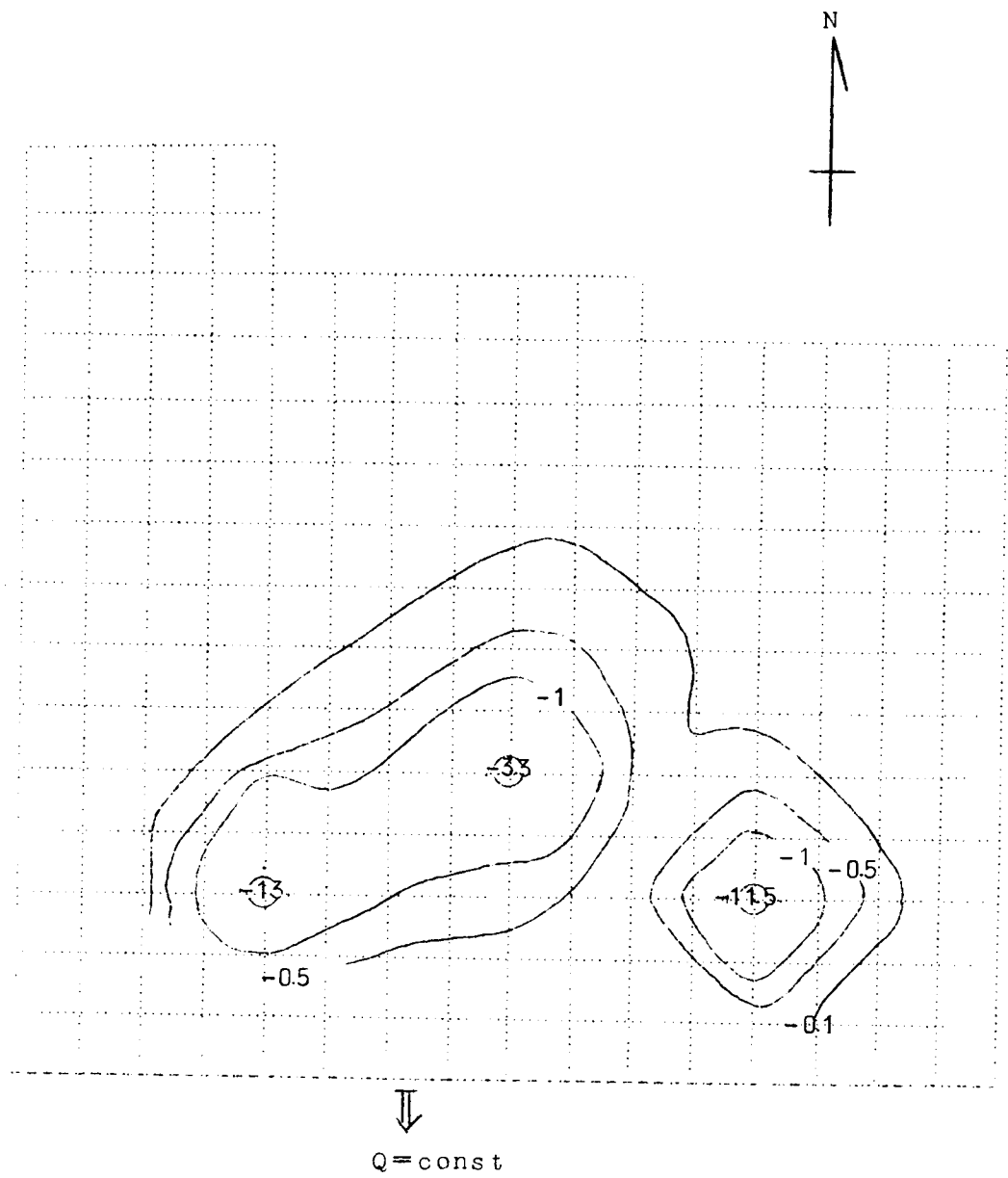


図-4・81(b) 下流端流出量一定のとき25日後の等低下水位線

(3) 解析結果の考察

地下水の揚水可能量は、有害な地下水位低下を周辺におよぼすことなく長期間継続しうる揚水量のことである。したがって大局的な水収支を考慮しながら揚水と地下水位低下の関係を論じなければならぬ。

揚水位一定という揚水条件の場合、たとえば計算条件No.3(図-4・74)の3ヶ所揚水の揚水量の内訳をみれば、178地点の揚水だけで全体の7割弱を受けもっており、他の208、216地点の揚水を合わせてせいぜい3割である。1ヶ所揚水の場合には、単独で透水性のもっとも大きいところでの揚水が可能であるが、数ヶ所揚水の場合には揚水地点相互間の干渉を考慮すれば揚水地点すべてを透水性の大きな地点に設置することはむずかしく、したがって揚水地点の数を増すにつれ揚水条件が好ましくない箇所をも選定しなければならなくなり、揚水箇所数と揚水量は比例せず1箇所あたりの能率は悪くなるのはやむをえない。

しかし5ヶ所揚水、10ヶ所揚水の場合の結果をみると、揚水量に関していえば井戸相互間の干渉よりもむしろ揚水地点付近の透水性に大きく左右されており、多少の井戸干渉を犠牲にしても透水性の大きなところでの揚水の方が有利であることがわかる。

表-4・23は計算条件No.5の場合について考察したものである。すべての地点での単位低下量-1mに対する揚水量 $Q(\Delta h_0 = -1)$ の合計は10,900 m^3 /日である。したがって全揚水量が50,000 m^3 /日になるためには $\Delta h_0 = -4.6$ mが必要である。また、 $\Delta h'$ は各地点で50,000 m^3 /日の揚水をしたときの水位低下量であり、たとえば177番地では最も小さい2.0 mの水位低下でよいことがわかる。したがって順位づけは単位の水低下量によって可能な揚水量の大きさの順位である。

表-4・24は計算条件No.6について同様に考察したものである。

表-4・23 5ヶ所揚水するときのQ

揚水地点の 番 地	地 名	$Q(\Delta h_0 = -1)$	$Q(\Delta h_0 = -4.6 \text{ m})$	$\Delta h'$	順位
55	西大寺	990	4,600 m^3 /日	10.1 m	4
141	尼辻	1,370	6,300	7.3	3
177	柏木	4,930	22,700	2.0	1
231	東九条	2,790	12,800	3.6	2
269	南永井	820	3,800	12.2	5
計		10,900	50,200 m^3 /日		

表-4・24 10ヶ所揚水の際のQ

揚水地点の 番 号	地 名	Q($\Delta h_0 = -1$)	Q($\Delta h_0 = -3.1$ m)	$\Delta h'$	順位
55	西大寺	890	2,800 m ³ /日	5.6(m)	6
141	尼 辻	780	2,400	6.4	8
177	柏 木	3,200	9,900	1.6	2
231	東九条	2,000	6,200	2.5	3
269	南永井	800	2,500	6.3	7
180	大安寺	1,070	3,300	4.7	4
212	杏	5,040	15,600	1.0	1
173	六 条	680	2,100	7.4	9
122	平 松	600	1,900	8.4	10
129	三条栄	1,000	3,100	5.0	5
計		16,060	49,800 m ³ /日		

4・7・9 地中ダムの適用について

奈良市域に地中ダムの構想を適用した場合、地下水開発とそれに伴う地下水位変動がいかに伝播されるかを前項4・7・8と同様の手法により解析した。

地中ダムの位置については奈良市域の南端(下流側)の大和郡山南市との境界とし、東西方向6.4 kmに直線に締切った場合を想定している。なお、地中ダム地点では5 m以上の地下水位の上昇はなく、それ以上は越流するものと仮定している。

この場合についても、計算条件は非常に多くの場合が考えられるが、それらのうちの数例として表-4・25に示すもののみを示すことにする。

なお、これらの結果のみから地中ダムの効果等について結論を下すことは危険であるが、さらなる資料の集積が問題点の解明を可能にするであろう。

表-4・25 計 算 実 施 表 (地中ダム化した場合)

No	揚水 地点数	揚水地点の番号	揚 水 条 件		対応する図表
			揚水位一定	揚水量一定	
11	1	211	-5 m	1万m ³ /日	図-4・82
12	1	同 上			図-4・83
13	3	178,208,216	-5 m		図-4・84
14	3	同 上	-10 m	1万m ³ /日×3	図-4・85
15	3	同 上			図-4・86

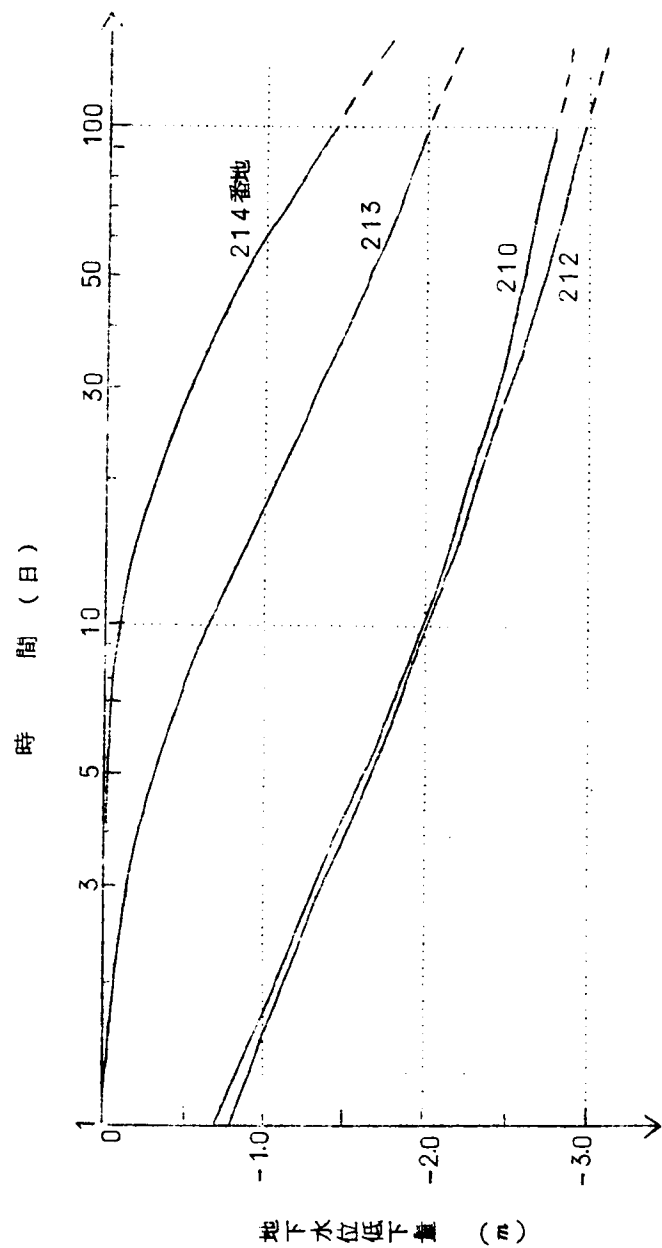


図-4・82(a) 計算条件No.11

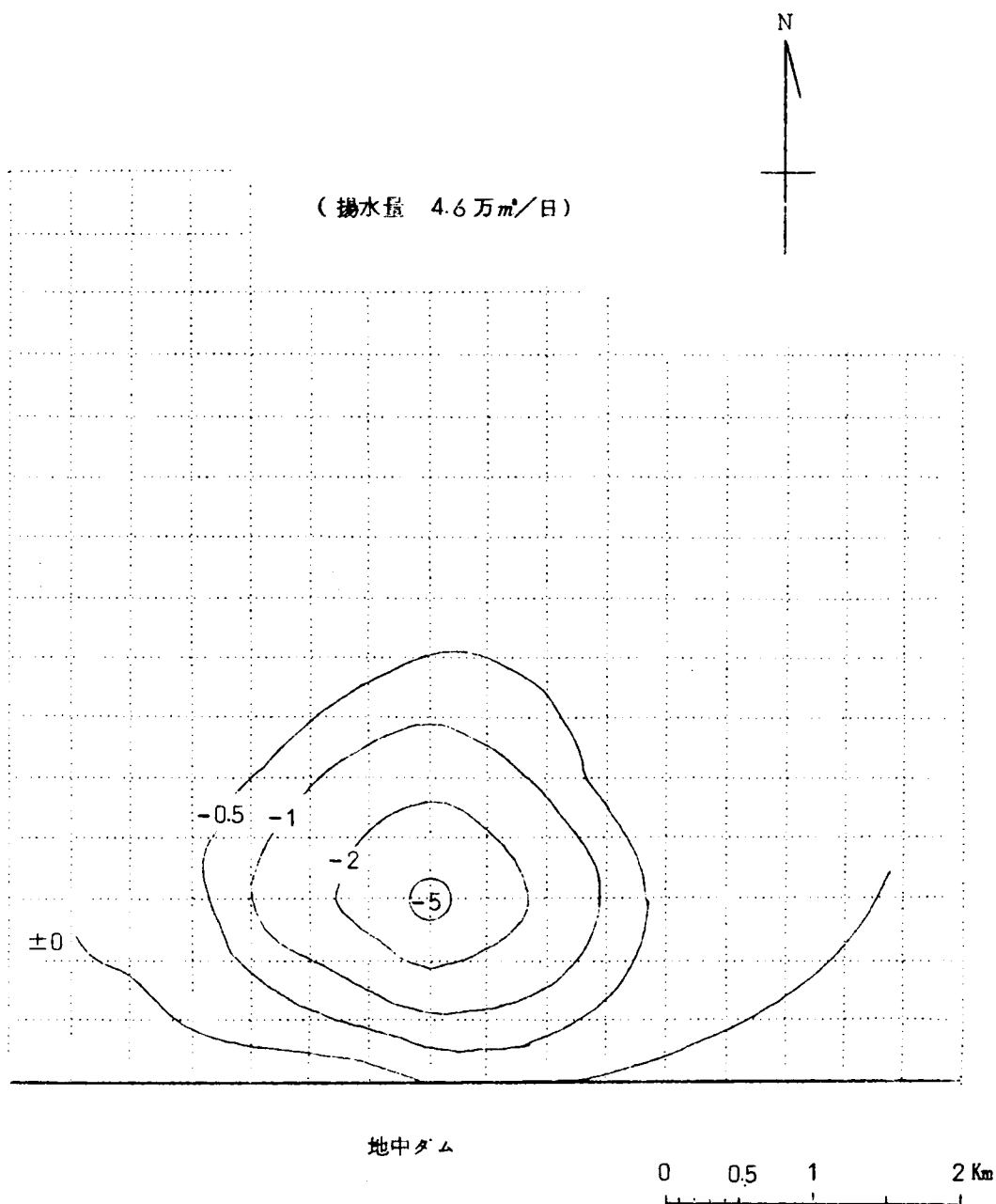


図-4・82(ハ) 地中ダム化した場合、60日後の等低下水位線(m)

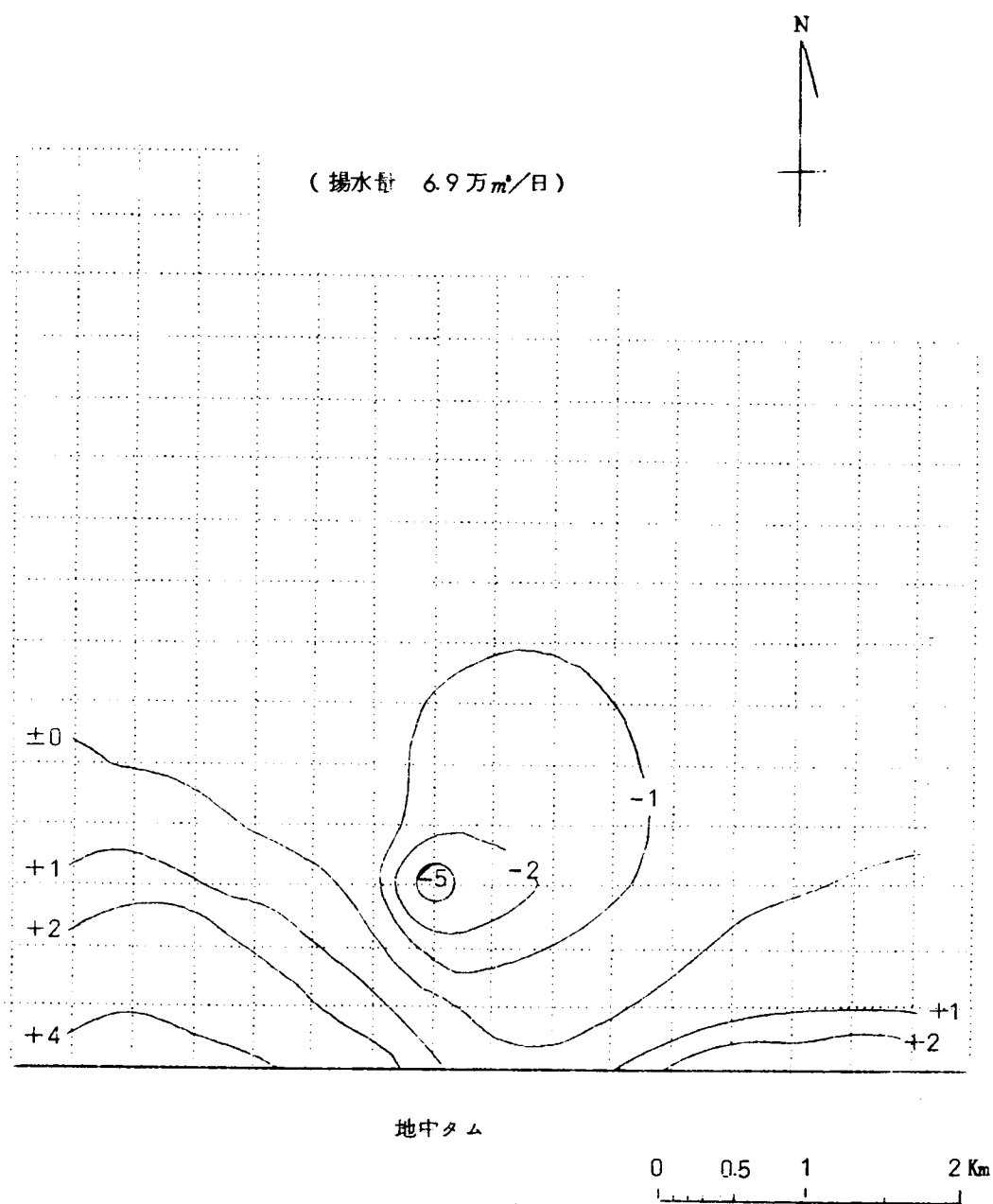


図-4・8 2(c) 地中ダム化した場合，定常状態における等低下水位線(m)

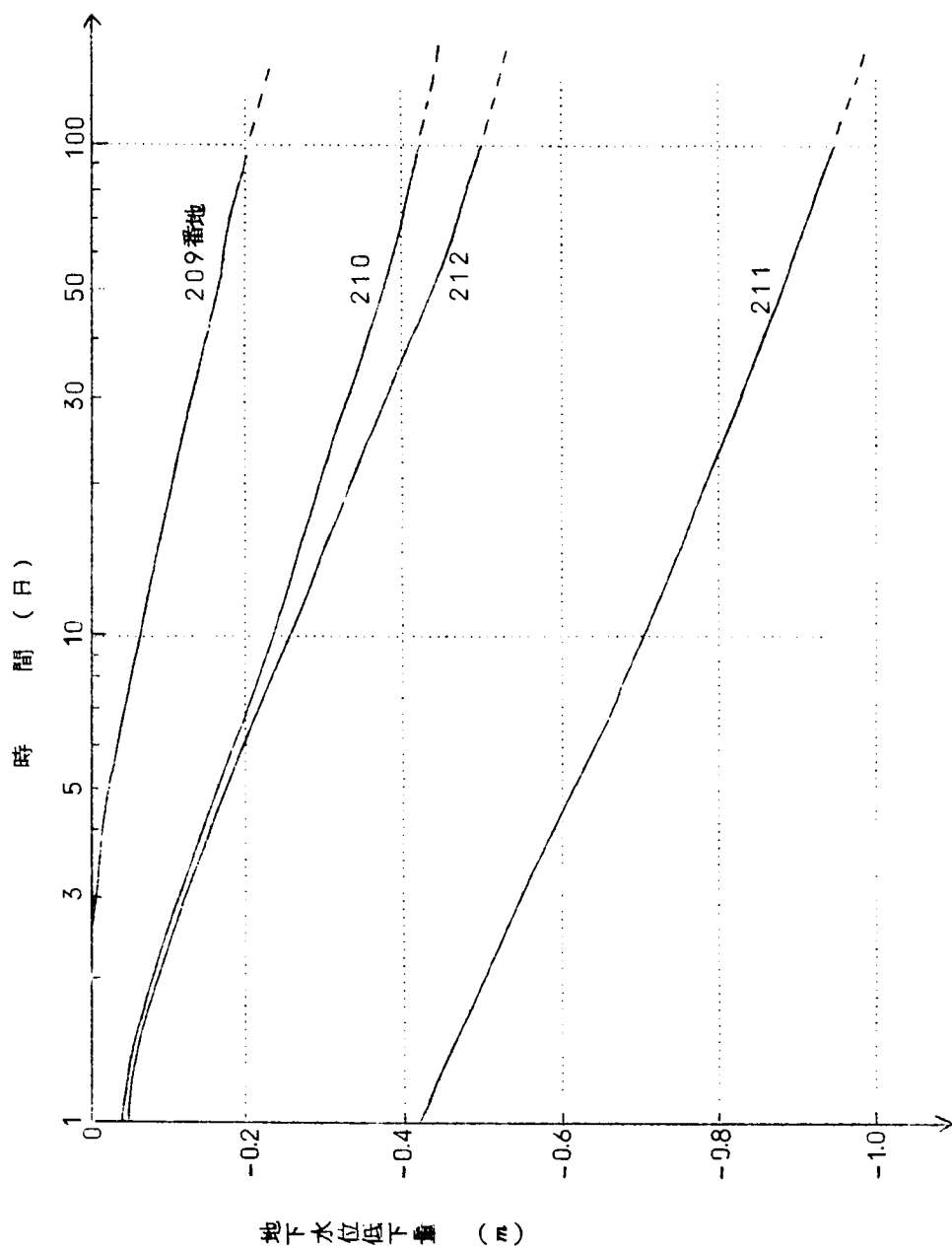


図-4・83(a) 計算条件No.12

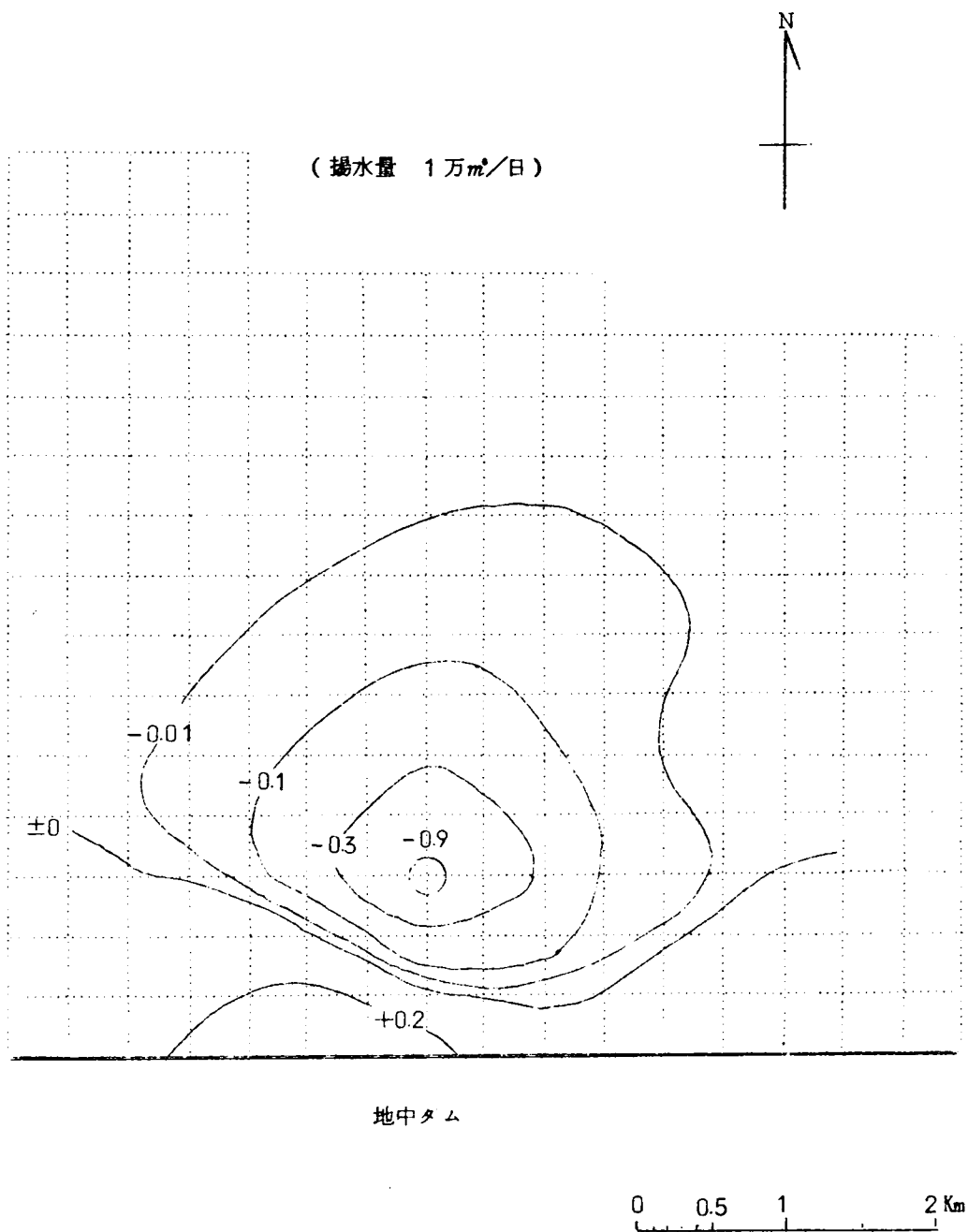


図-4・83(ハ) 地中ダム化した場合、60日後の等低下水位線(m)

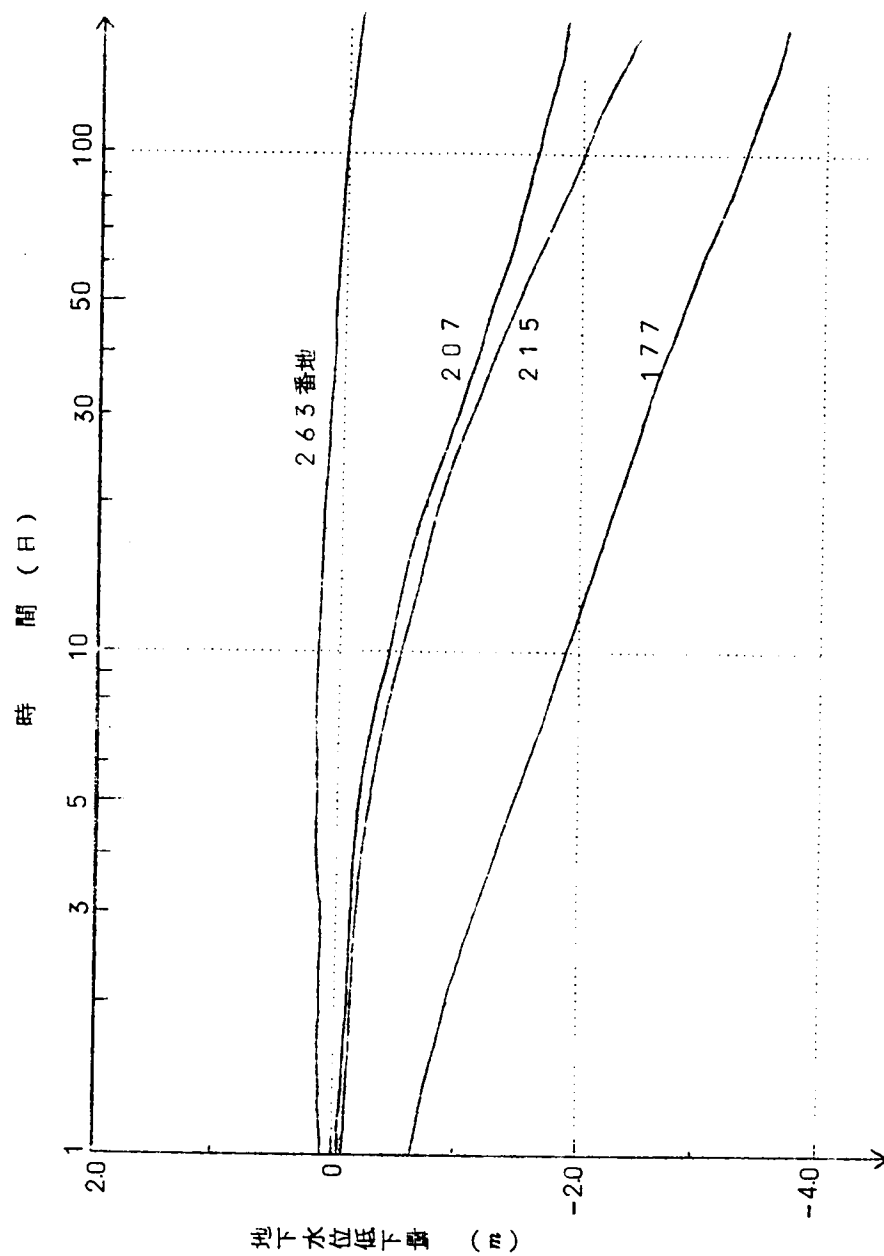


図-4・84(a) 計算条件No13

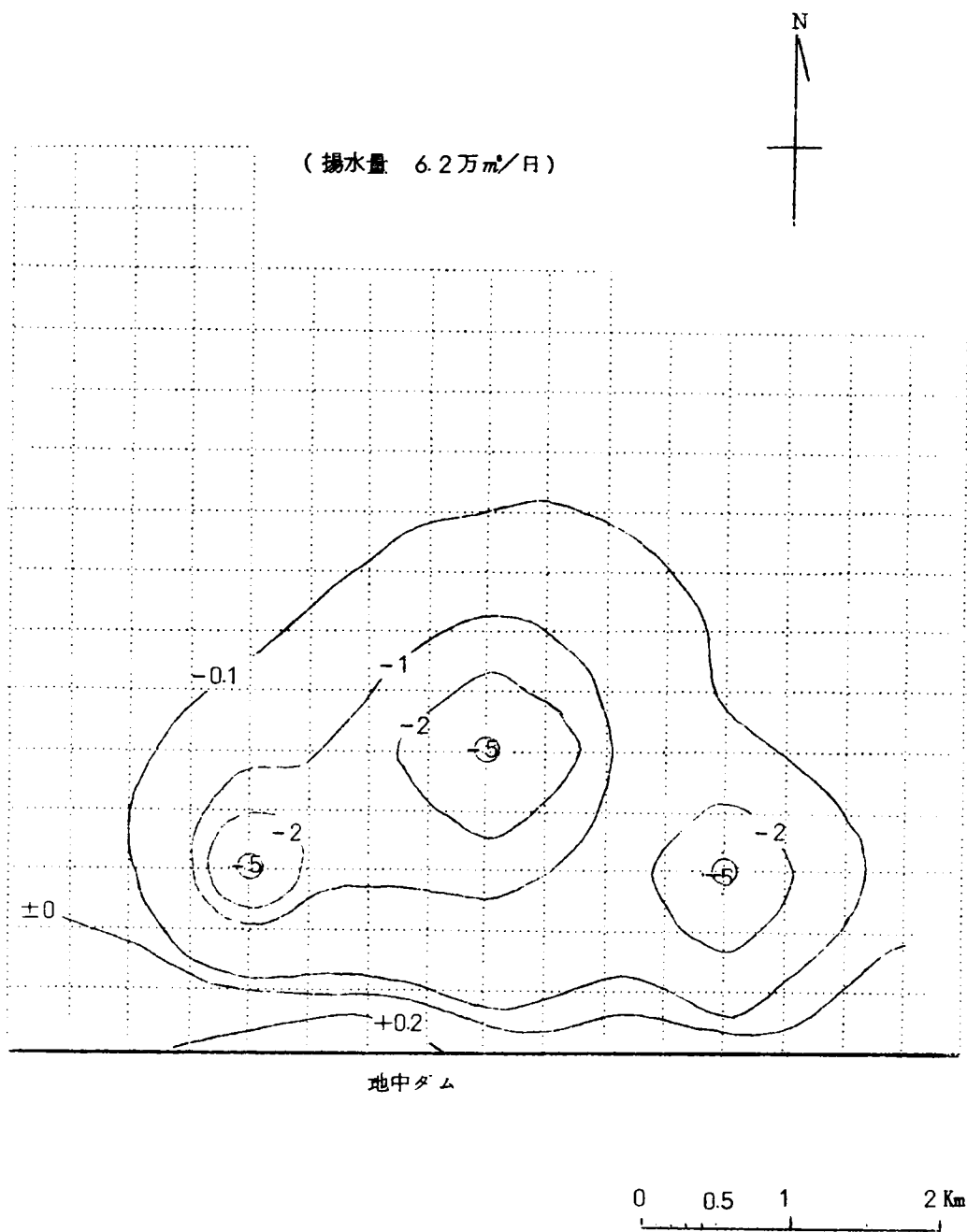


図-4・84(b) 地中ダム化した場合，30日後の等低下水位線

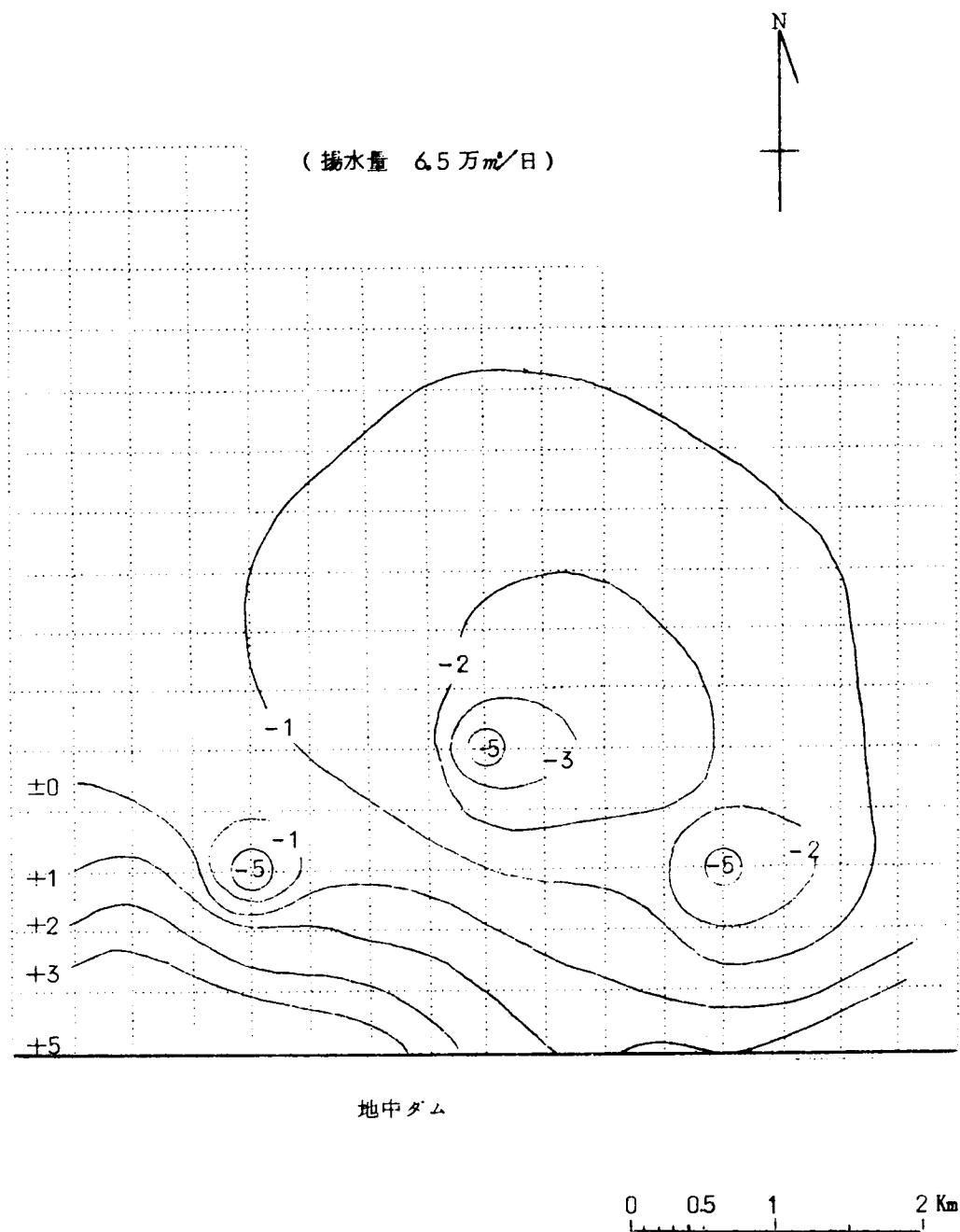


図-4・84(c) 地中ダム化した場合，定常状態における等水位線(m)

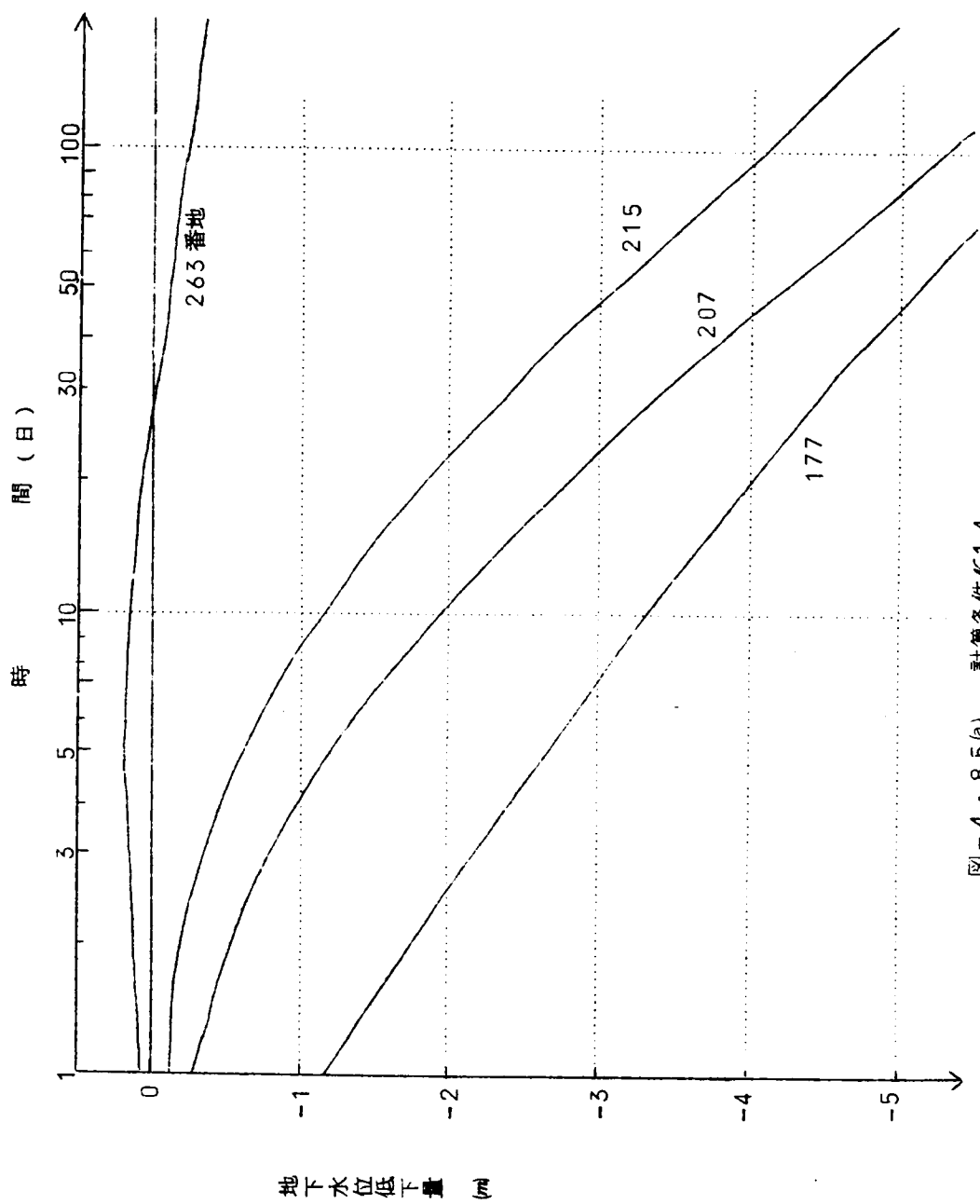


図-4・85(a) 計算条件表14

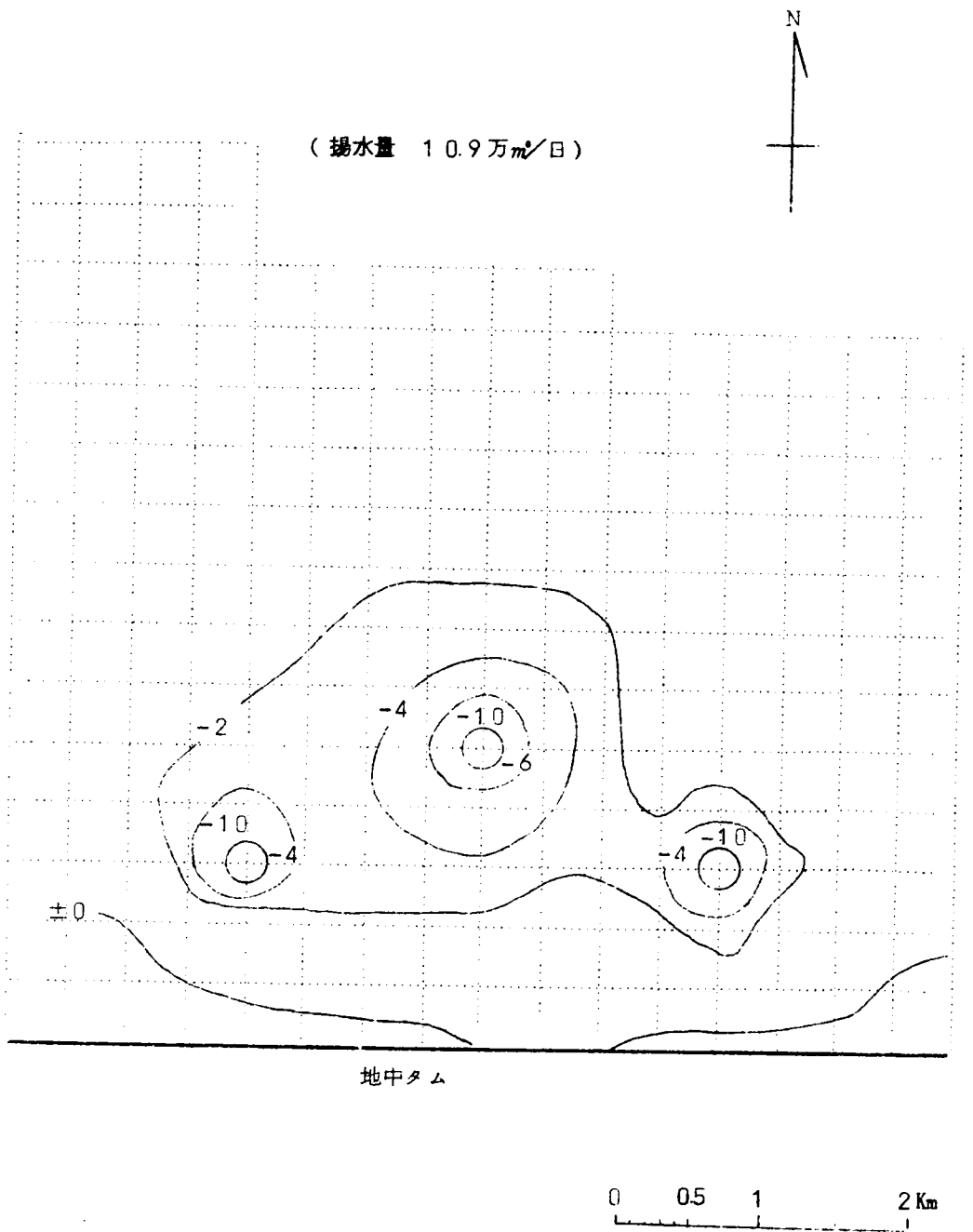


図-4・85(b) 地中ダム化した場合，50日後の等低下水位線(m)

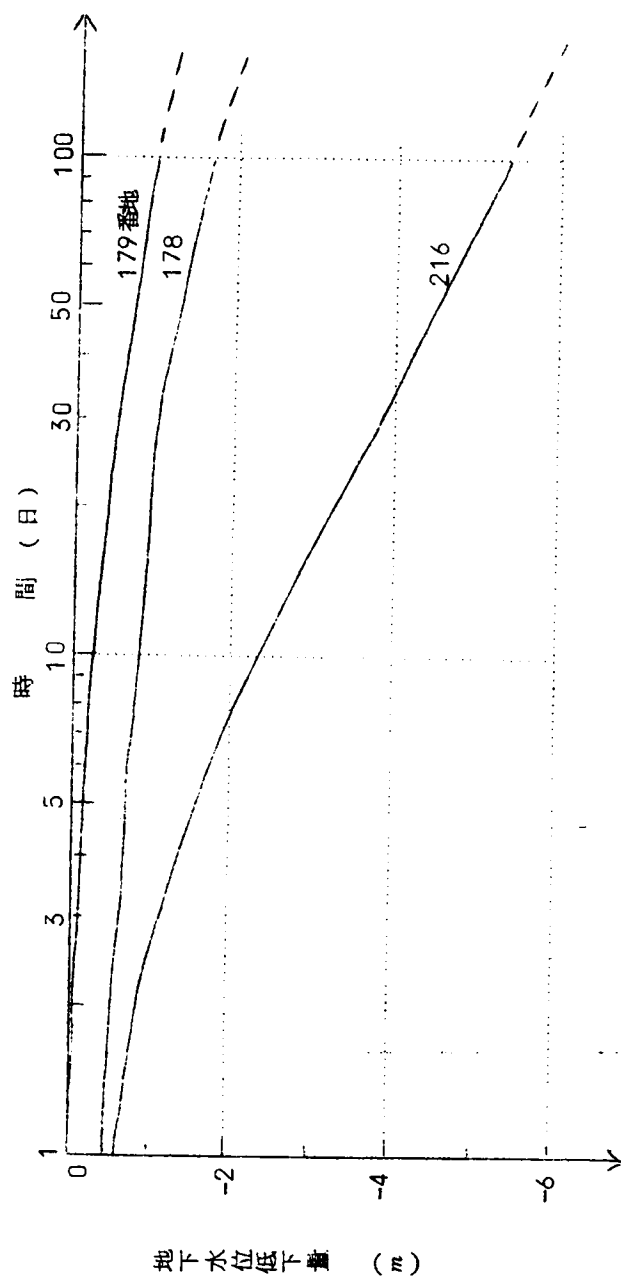


図-4・86(4) 計算条件No.15

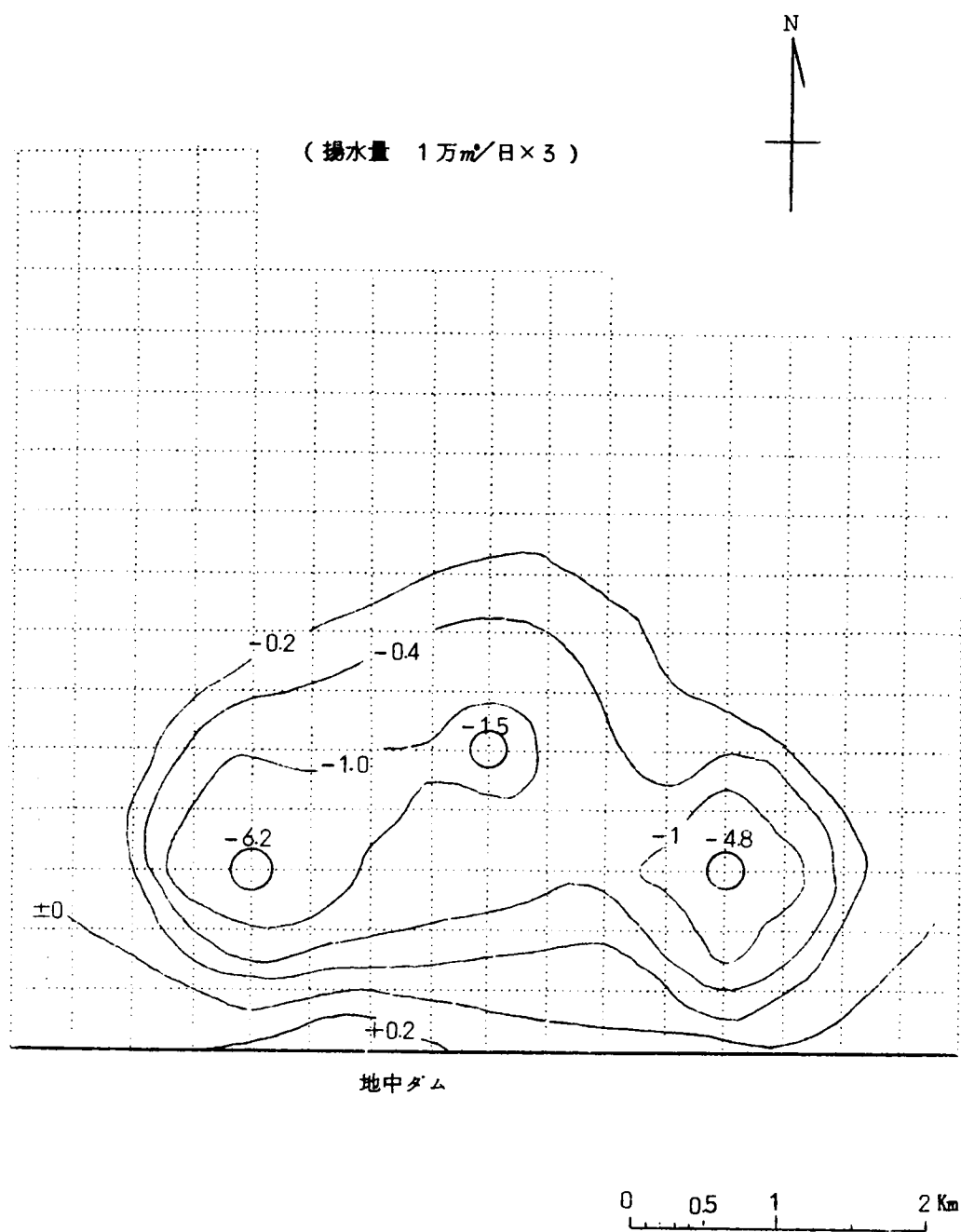


図-4・86(b) 地中ダム化した場合5日後の等低下水位線(m)

4・8 奈良市域の地下水開発の実験的検討

4・8・1 地盤の透水性とモデルの対応

奈良市域内の地盤の透水性を4・7の調査結果にもとづいて、図-4・87に示すように透水性の最も大きいZone-Iから最も小さいZone-IVまでの4つのZoneに区分して考える。その透水性の大きさ($k_a H$ で表示)を表-4・26に示す。ここにH:準深, k_a :透水係数の代表値である。

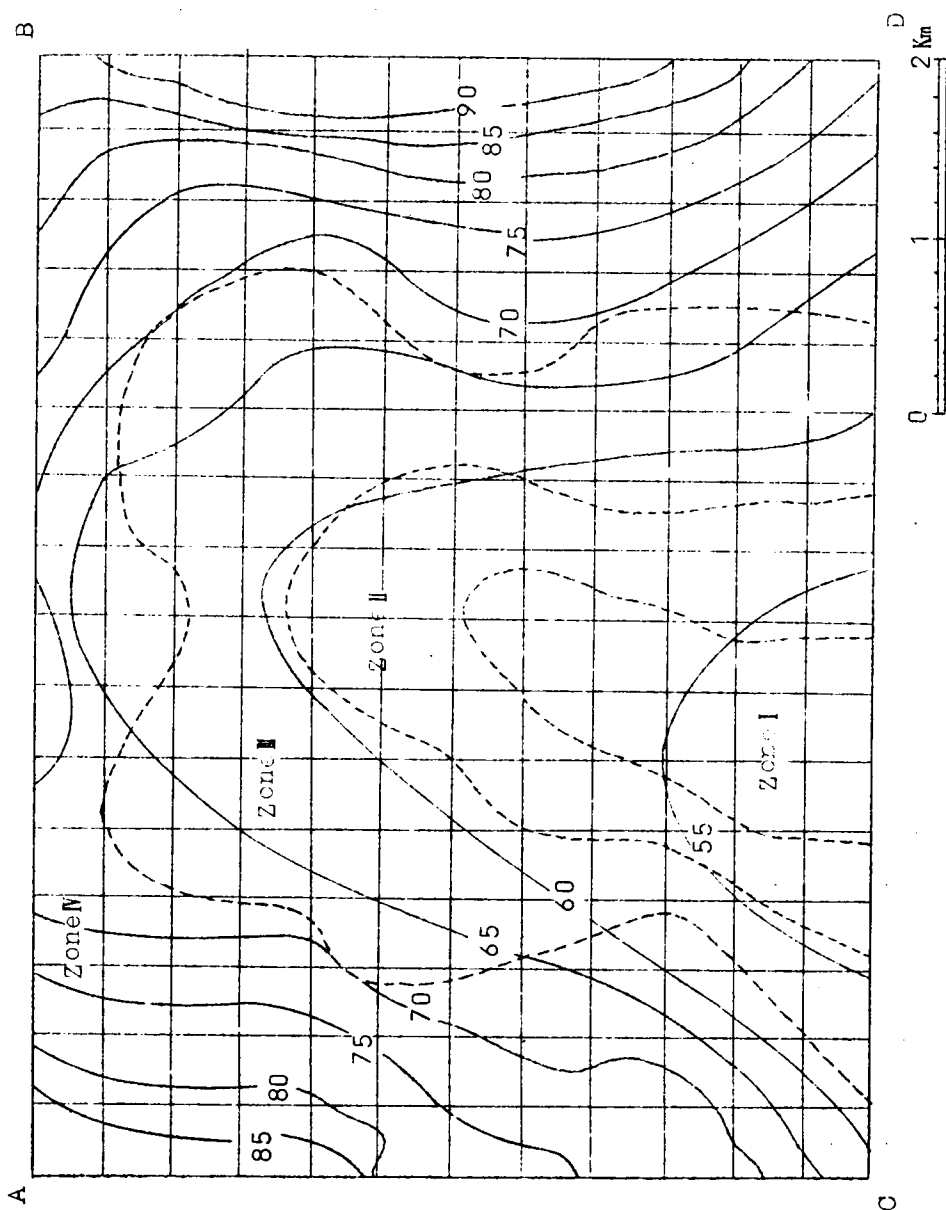


図-4・87 奈良市域の地下水位等高線と透水性の分布

ここでの細管網モデルは同図の細い実線で示すように長方形AB・CDに組み、その一边は $\Delta l = 10\text{cm}$ で現地の $\Delta L = 400\text{m}$ に対応させる。なお、地下水かん養は同図のAB、BC、CD上で行なわれ、BDに流れ込む。また透水性の異なるZone I～IVに対しては細管の

表-4・26 透水性と細管の径との対応

Zone	kaH(m^2/d)	d (mm)	d ⁴ (mm^4)
I	40	2	16
II	200	3	81
III	1,600	5	625
IV	6,000	7	2,401

径を変えることによって対応させる。すなわち前出の式(4・15)、式(4・18)から明らかにモデルの透水性は細管の断面積の2乗に比例するので表-4・26に示すように径がそれぞれ2 mm 、3 mm 、5 mm 、7 mm の細管を対応させて用いた。

地下水揚水の模擬は、図-4・88に示すように格子節点からさらに2本の細管を上下に接続し、その1本Aから粘性流体を流出させ、その流出量 Q_m を測定する。他の1本Bではその格子節点における水頭を測定する。

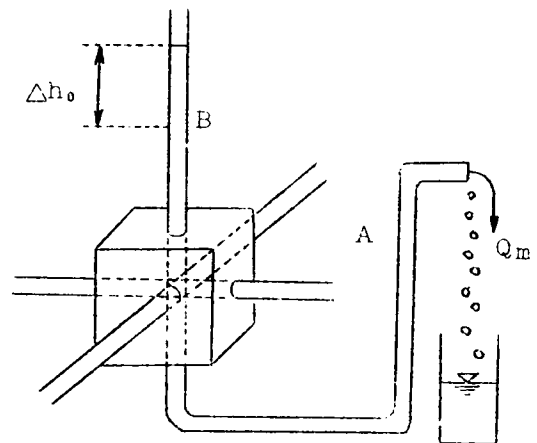


図-4・88 地下水揚水地点の模擬

4・8・2 相似則

このモデルは平面的な2次元流の細管網であるから、相似率を考える場合、1本の細管は巾 Δl_m (モデルの一边)、

厚さ H_m (モデルの準深または透水層厚さ)を代表する。(図-4・89参照)。モデルの諸値には添字mを、現地での諸値に対して添字pをつけて表わすと式(4・43)となる。

$$Q_m = k_m \cdot i_m \cdot H_m \cdot \Delta l_m = T_m \cdot i_m \cdot \Delta l_m \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 43)$$

また、 Q_m は式(4・44)で表わされる。

$$Q_m = c \cdot a^2 \cdot i_m \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 44)$$

一方、現地盤においては式(4・45)が成立する。

$$Q_p = k_p \cdot i_p \cdot H_p \cdot \Delta l_p = T_p \cdot i_p \cdot \Delta l_p \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 45)$$

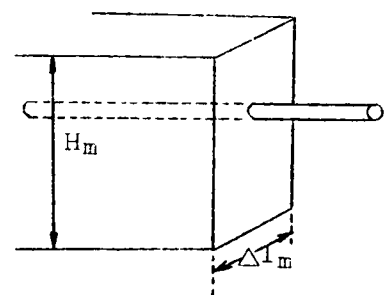


図-4・89 説明図

式(4・44), 式(4・45)を組み合わせると,

$$\frac{Q_p}{T_p \cdot i_p \cdot \Delta l_p} = \frac{Q_m}{c \cdot a^2 \cdot i_m} \quad \text{または} \quad Q_p = \frac{T_p \cdot \Delta l_p \cdot Q_m}{c \cdot a^2} \left(\frac{i_p}{i_m} \right) \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 46)$$

となる。この式(4・46)を用いて実験値 Q_m より現地での揚水量 Q_p を求めることができる。

(2) 相似性の実験的検討

a. 地下水位分布の相似性

地下水位の観測によって得られた奈良盆地の地下水位等高線図(図-4・131)と細管網モデルから得る水位等高線図との相似性について実験的に検討する。

境界条件 : 上流側(AB, BC, BD)の水位 = 10 cm

下流側(CD)の水位 = 0 cm

この実験によって得られた流線網を図-4・90に示す。図-4・87の地下水位分布図との比較によって相似性を確かめることができる。

b. 揚水量に関する相似性

モデルでの流体の粘性が変化しても一定の境界条件のもとで算出される実地盤の揚水量 Q_p は一定でなければならないのは当然である。

前述したように、式(4・46)中の $k_a H \Delta l / a^2$ はモデル作製時に決定され、またある境界条件のもとでは (i_p / i_m) も一定であるから Q_p が一定であることを示すには Q_m / c が常に一定であることを確かめればよい。これを実験的に検討するため、

境界条件 : 周辺(AB, AC, BD, CD)の水位 = 35 cm

揚水地点(節点211)の水位 = 24.5 cm

のもとで c を変化させて実験した結果にもとづいて Q_m / c の値を比較したものが表-4・27である。

表 - 4 ・ 27

実験	c 値(1/cm・sec)	Q_m (cm^3 /sec)	Q_m / c (cm^4)	Q_m / c の②の値に対する比
①	55.3	6.09	0.110	0.97
②	63.2	7.20	0.114	1.00
③	67.8	7.88	0.116	1.02

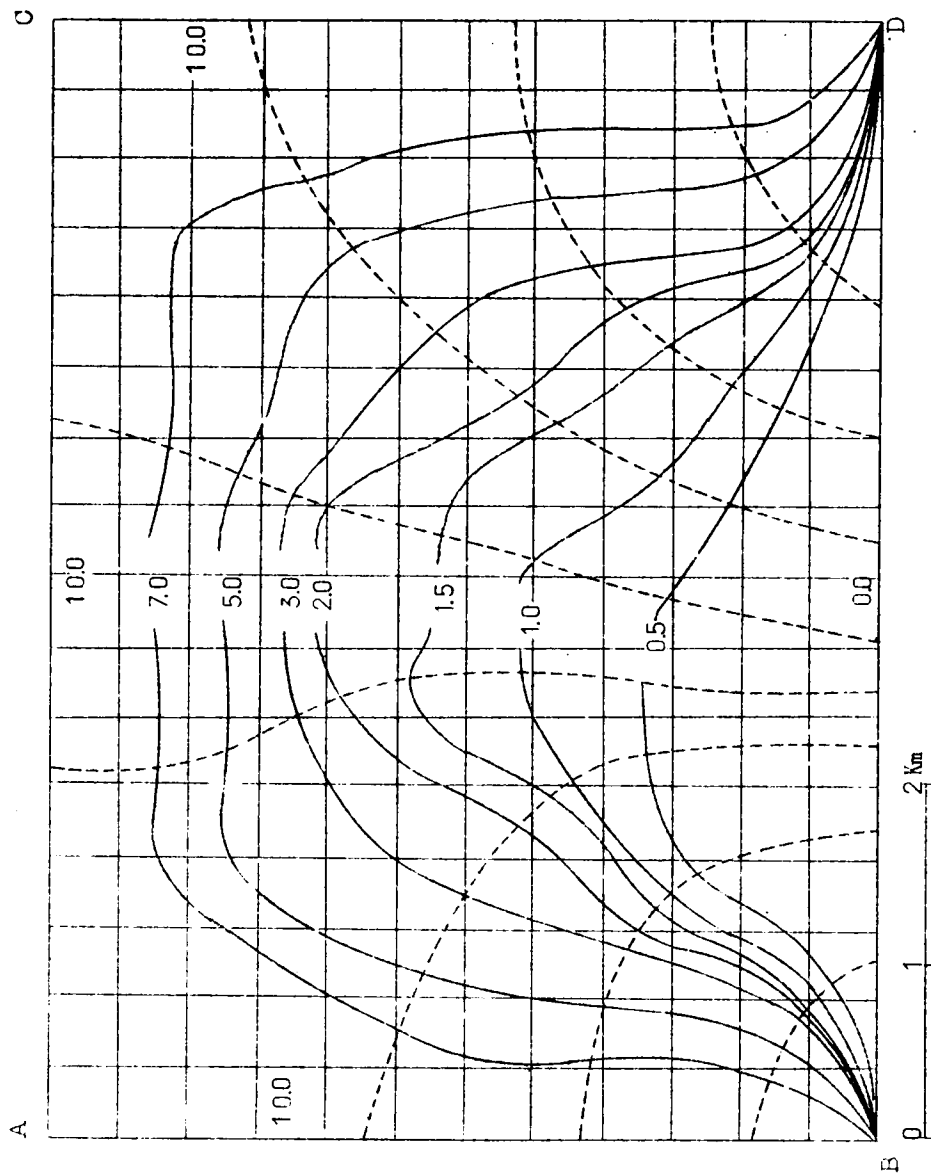


図-4・90 モデルの流線網図

以上の3回の実験から流体の粘性に関係なく Q_m / c はほぼ一定であり、細管網モデルと実地盤との揚水量に関する相似性が確認された。

4・8・3 地下水位低下量の分布と揚水量の算定

(1) 図-4・91(a)の○地点(節点211)でのモデルの水頭低下量を単位1cmとすると、その周辺の水頭低下量の分布は太線で示したような分布となる。このときの Q_m の測定値は $1.22 \text{ cm}^3/\text{sec}$ であり、前出の図-4・29の装置により求めた c の値は $100.2 \text{ cm}^{-1} \cdot \text{sec}^{-1}$ である。

さて、現地での揚水量 Q_p を計算するためには式(4・46)中の i_m , i_p を求めることが必要である。現地での揚水地点の水位低下量を単位1 mとすると、

$$i_p = 1/400 (\because \Delta h_p = 1 \text{ m}, \Delta l_p = 400 \text{ m})$$

$$i_m = 1/10 (\because \Delta h_m = 1 \text{ cm}, \Delta l_m = 10 \text{ cm})$$

となる。また、㊟地点での $T_p = 6000 \text{ m}^2/\text{day}$, $a = (0.7)^2 \cdot \pi \text{ cm}^2$ であり、これらを式(4・46)に代入するとつぎのような結果を得る。

$$Q_p = \frac{T_p \cdot \Delta l_p \cdot i_p}{c \cdot a^2 \cdot i_m} \quad Q_m \doteq 5,100 (\text{t/d})$$

すなわち、図-4・91(a)の㊟地点で1 mの水位低下量で地下水揚水を実施すれば、その揚水量は5,100 t/dである。ただし、そのときの揚水地点の面積はすでに第3章で述べたように半径80 m ($= 0.2 \Delta l$) の円領域である。

(2) 最大揚水量の地点の検討

T が Q_p に対して最も影響が大であり、もちろん T が大であるほど Q_p が大である。したがって最大揚水が可能な地点を見い出すためには図-4・87のZone-IV (T_p が $6,000 \text{ m}^2/\text{d}$) 内の節点について実験を行ない Q_m/c が最大となる節点を求めればよいことは容易に推定できる。

揚水地点に対応する節点を種々に変えて前1)と同様に Q の算定を行なった。地下水位低下の分布の例を図-4・91に示す。これらの実験結果のうちから代表的な揚水地点の場合を選び出し、その Q_m の値を表-4・28に示す。同表から外周上での水位が一定であるという条件のもとでは、最大揚水地点は節点244であり、しかも下流端に近いほど揚水量は大となっている。なお、以上は地下水かん養が境界CDでも行なわれている場合に相当するのでこれに最も近い節点244で Q が最大となるのは十分予測しうるところである。外周上での地下水供給の境界条件の設定については不十分で、モデルの改良は残された問題である。

表-4・28 実験の測定結果

揚水地点	c値(1/cm・sec)	Q_m (cm ³ /sec)	Q_m/c (cm ⁴)
節点 244	35.3	1.26	0.036
" 245	35.3	1.22	0.034
" 227	115.8	2.20	0.019
" 211	100.2	1.22	0.012
" 194	85.7	0.85	0.010
" 178	81.1	0.53	0.007

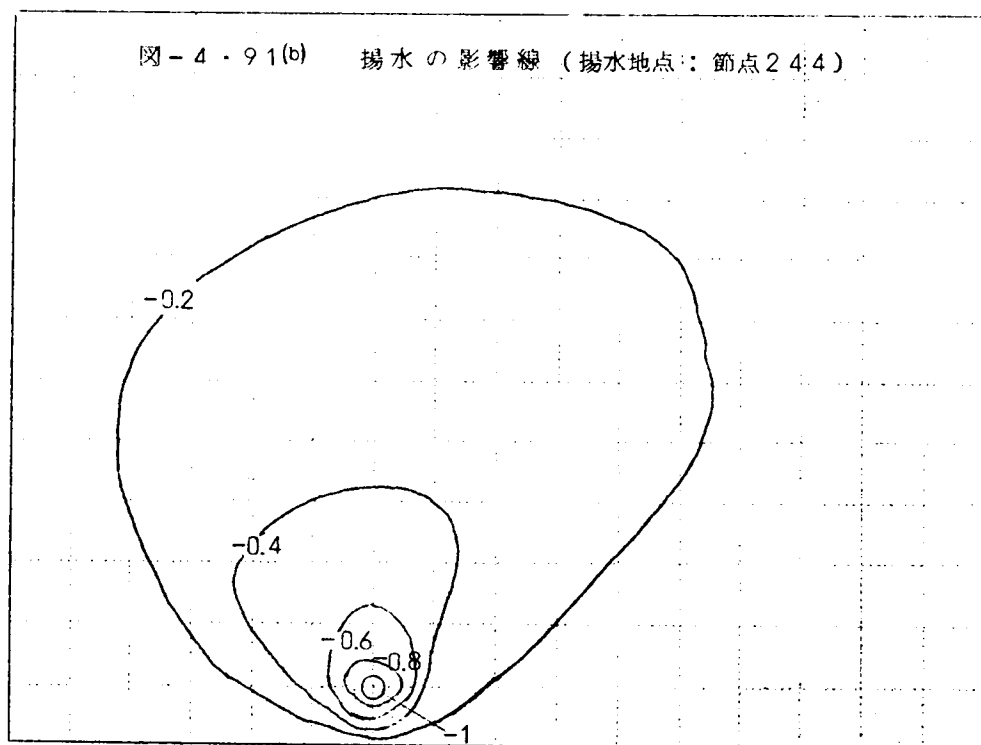
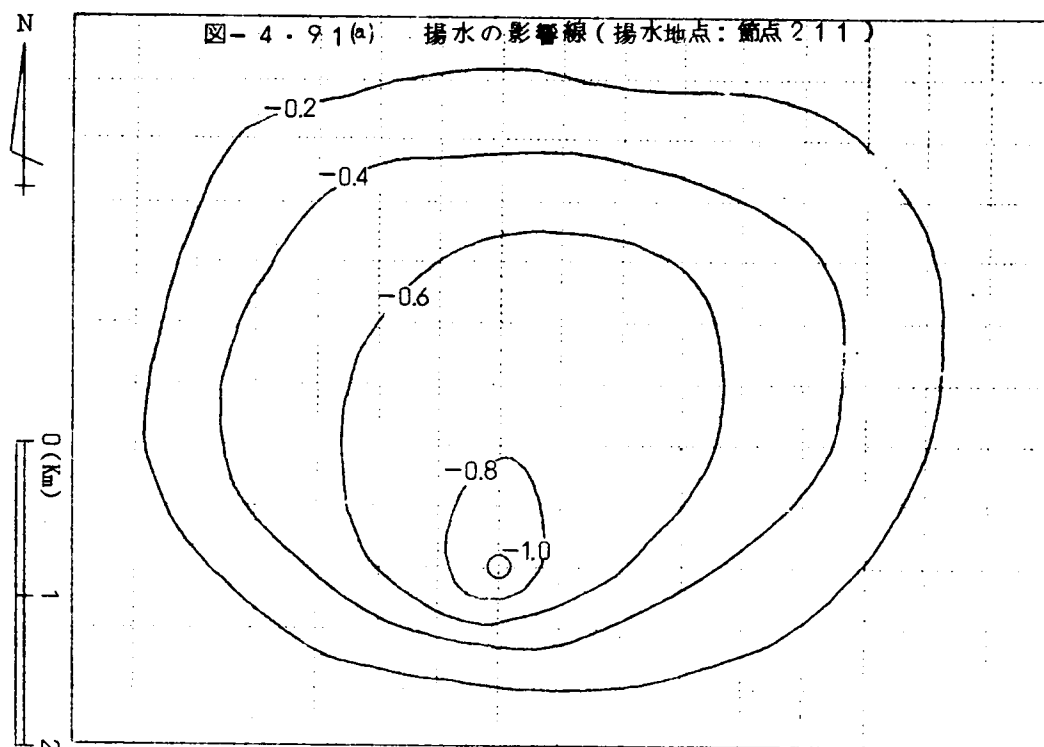


図-4・91(c) 揚水の影響線 (揚水地点: 節点245)

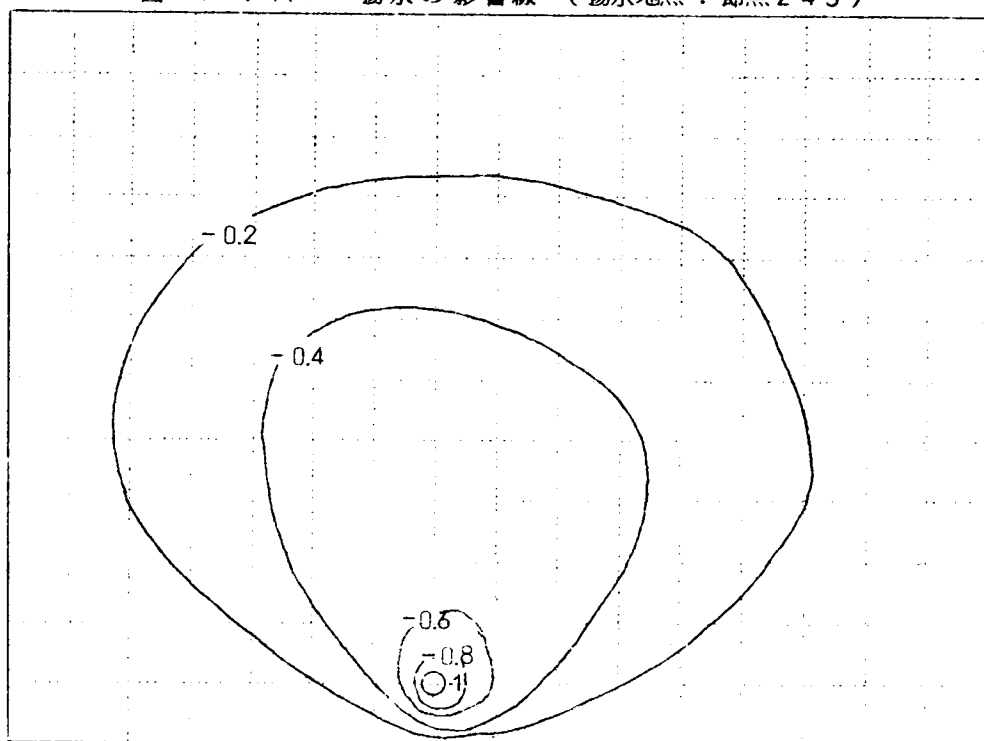
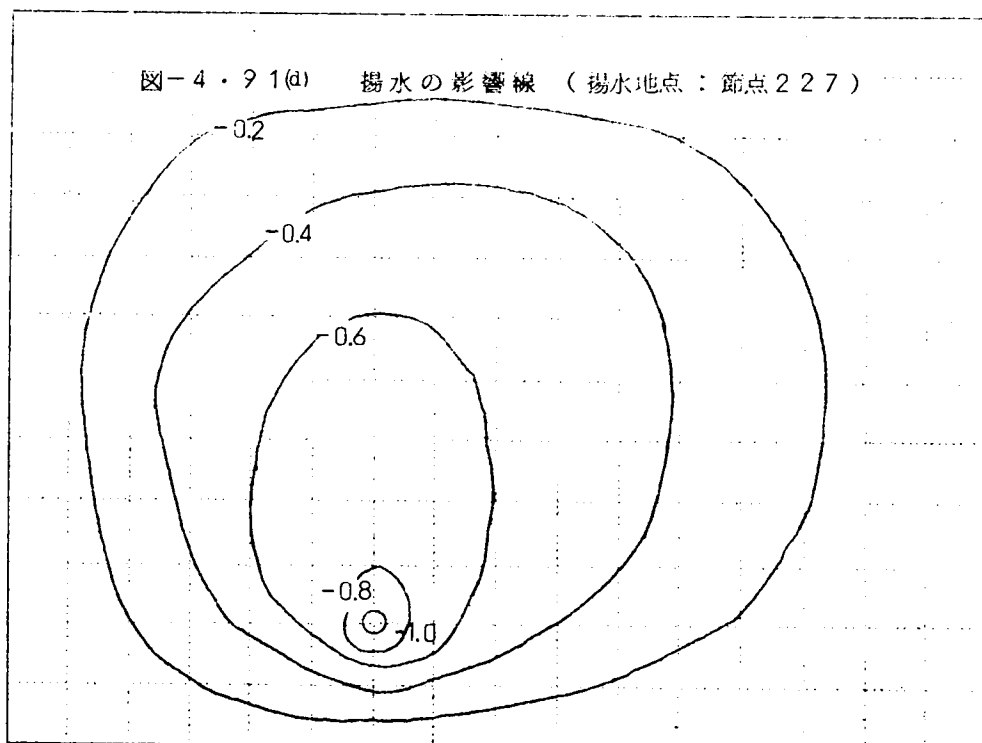
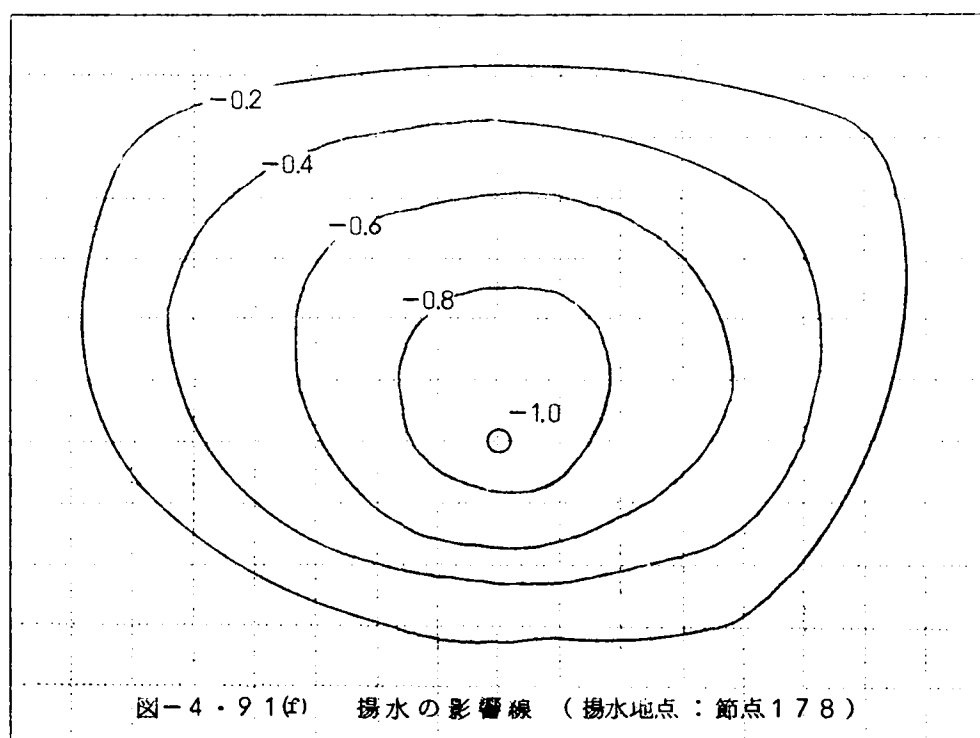
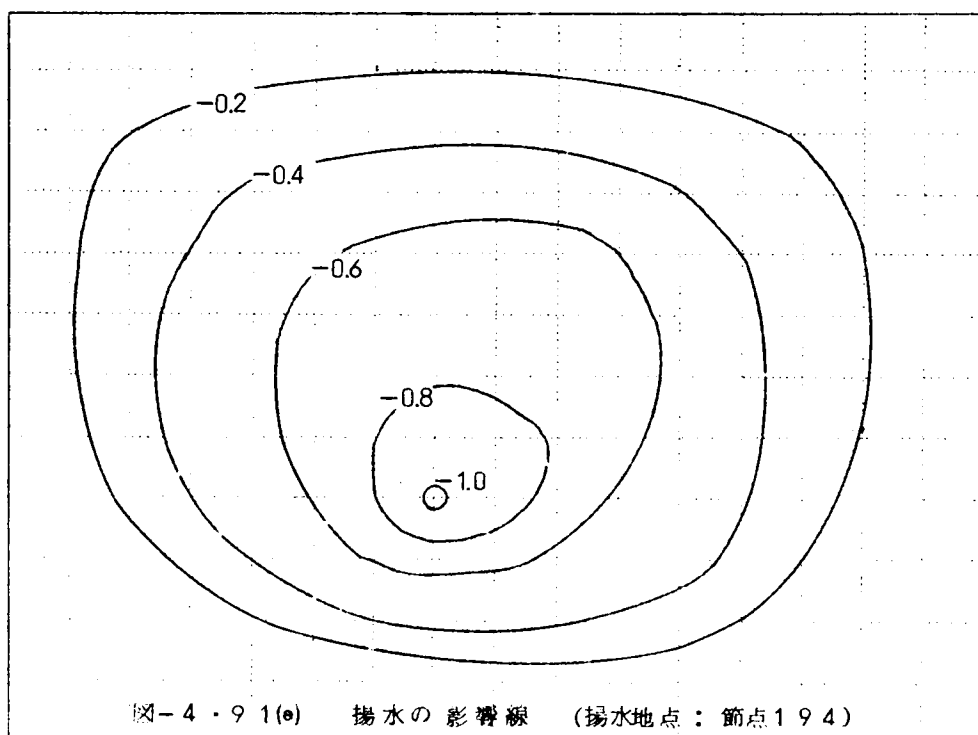


図-4・91(d) 揚水の影響線 (揚水地点: 節点227)





なおこの実験では $\Delta h_m = 1 \text{ cm}$ であり、実地盤の揚水による水位低下量 $\Delta h_p = 1 \text{ m}$ とすると、各揚水地点での1日あたりの揚水量は表-4・29のように算定される。

表-4・29 Q_p (単位 t/day) の算定結果

節 点	244	14,900	節 点	211	5,100
節 点	245	14,300	節 点	194	4,100
節 点	227	7,900	節 点	178	2,700

4・8・4 地中ダムによる地下水貯留の検討

奈良市域における地下水開発に関する調査の一環として、奈良市域の下流側（大和郡山市との境界付近）に地中ダムを設定した場合の規制効果ならびに適切な位置等を検討することを目的として、細管網モデルを用いて実験を実施している。

(1) 地中ダムと地下水位の上昇

モデルでの地中ダムはその部分の細管を栓塞し流れを止めることによって模擬させることができる。この地中ダムの位置は奈良市と大和郡山市との境界（図-4・87のCD上）とし、地中ダム（細管の栓塞）によって上昇した水頭を図-4・92に太い実線で示している。なお同図の斜線をした部分に地中ダムを想定している。

これらの実験結果から現地盤での地下水位上昇量（貯留量の増分）を算定するため相似則を考えなければならない。

(2) 相 似 則

以上のようにモデルでの測定結果を得たが、これにもとづいて現地での諸量を算定するための相似則を明確にしなければならない。モデルでの記号を小文字で、現地盤に対する記号を大文字で表すことにする。図-4・93を参照して、地中ダム構築前のモデルと現地盤の動水勾配の比（ i/I ）と地中ダム構築後のそれ（ i'/I' ）とは等しくなければならない。

したがってそれらの関係は、

$$\left(\frac{h_u - h_d}{l} \right) / \left(\frac{H_u - H_d}{L} \right) = \left(\frac{h_u - h_d - \Delta h_d}{l} \right) / \left(\frac{H_u - H_d - \Delta H_d}{L} \right)$$

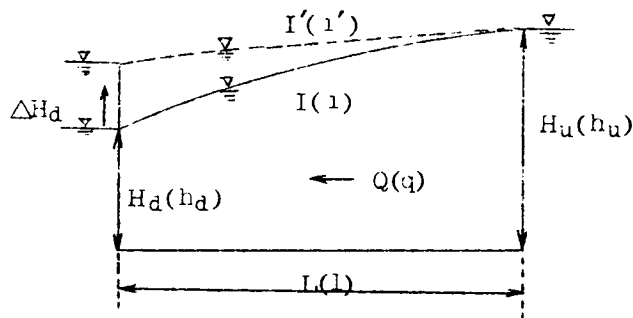
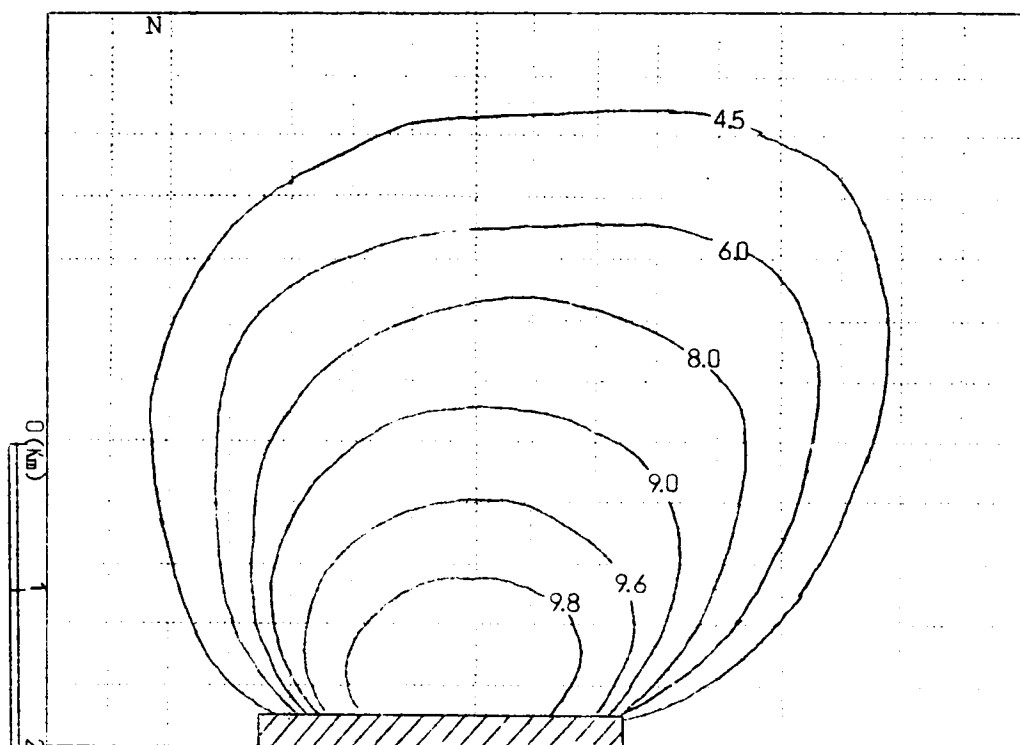


図-4・93 現地とモデルの諸量の表示
() 内はモデル



$H_u = 3.0 \text{ m}, H_d = 0 \text{ m}$

図-4.92(a) 地中ダムⅠによる地下水位の上昇量の分布図

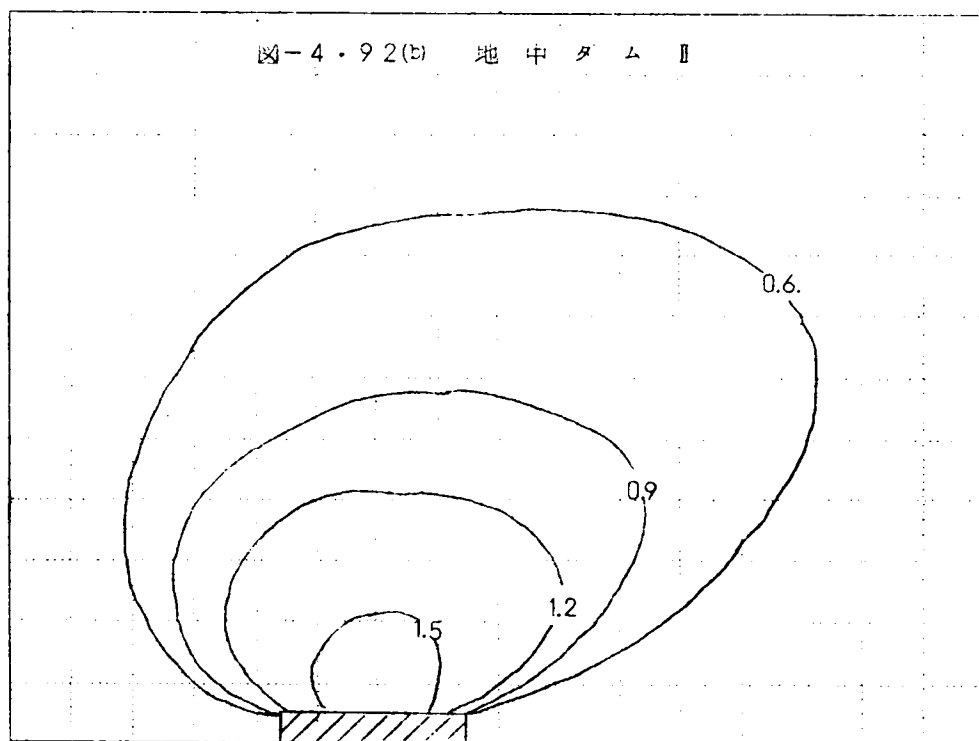


図-4.92(b) 地中ダムⅡ

図-4・92(c) 地中ダムⅢ

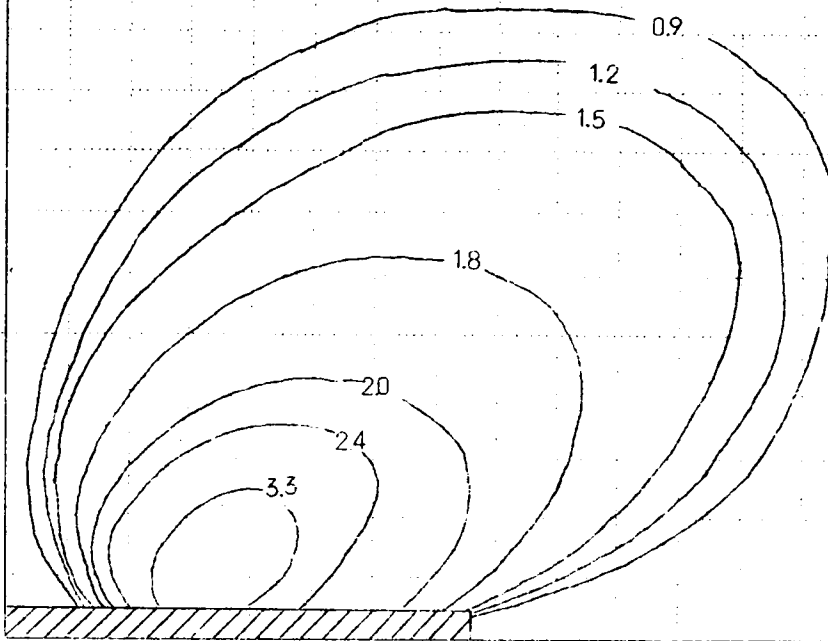


図-4・92(d) 地中ダムⅣ

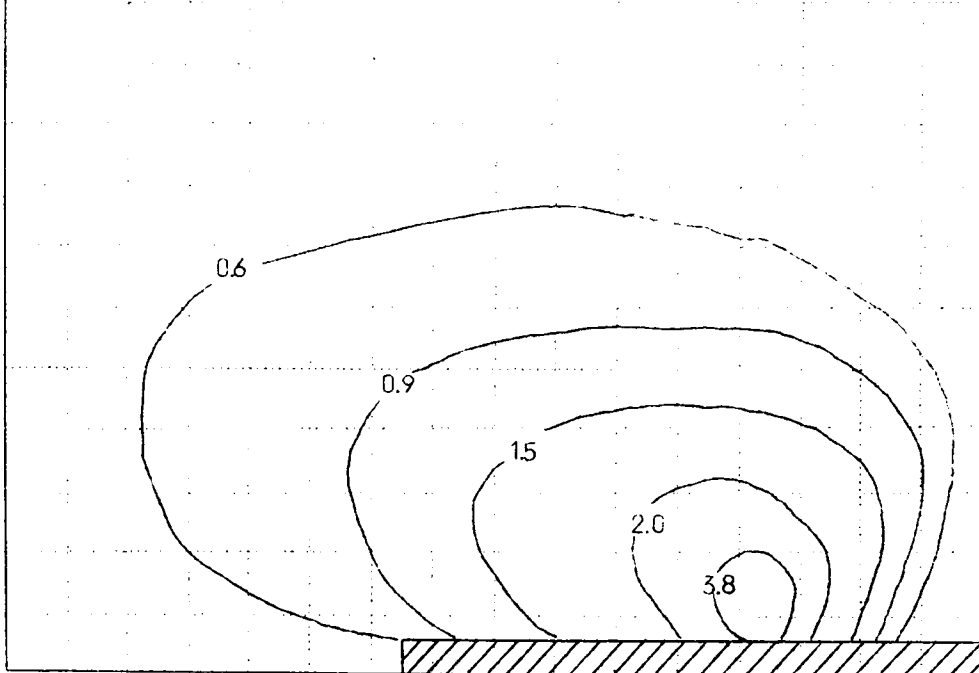


図-4・92(e) 地中ダム V

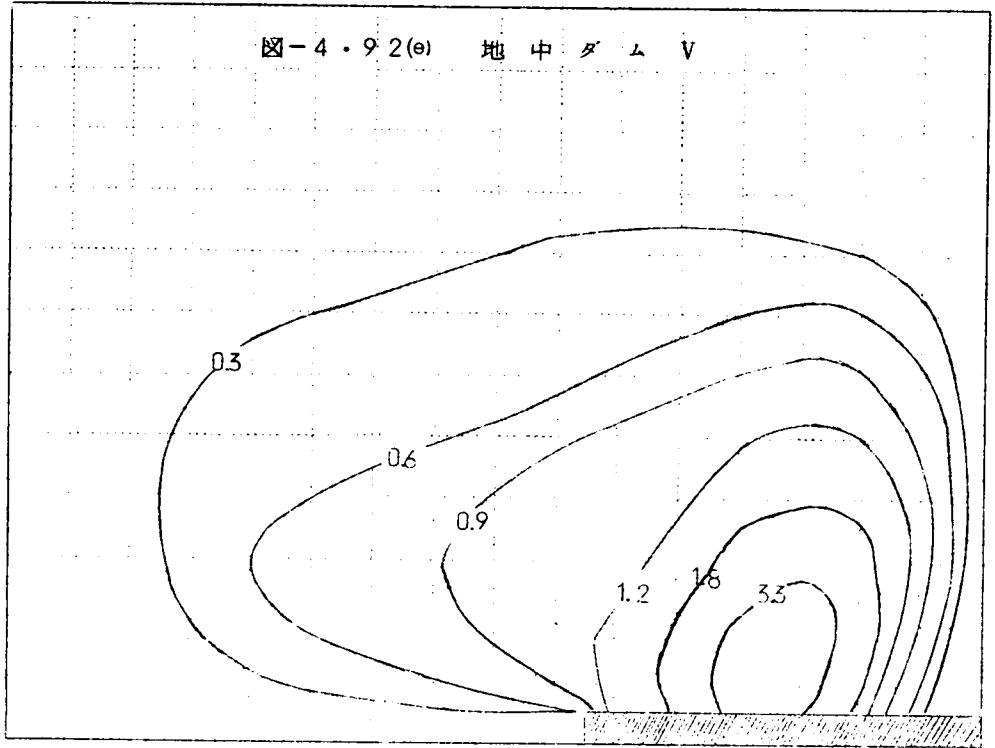


図-4・92(f) 地中ダム VI

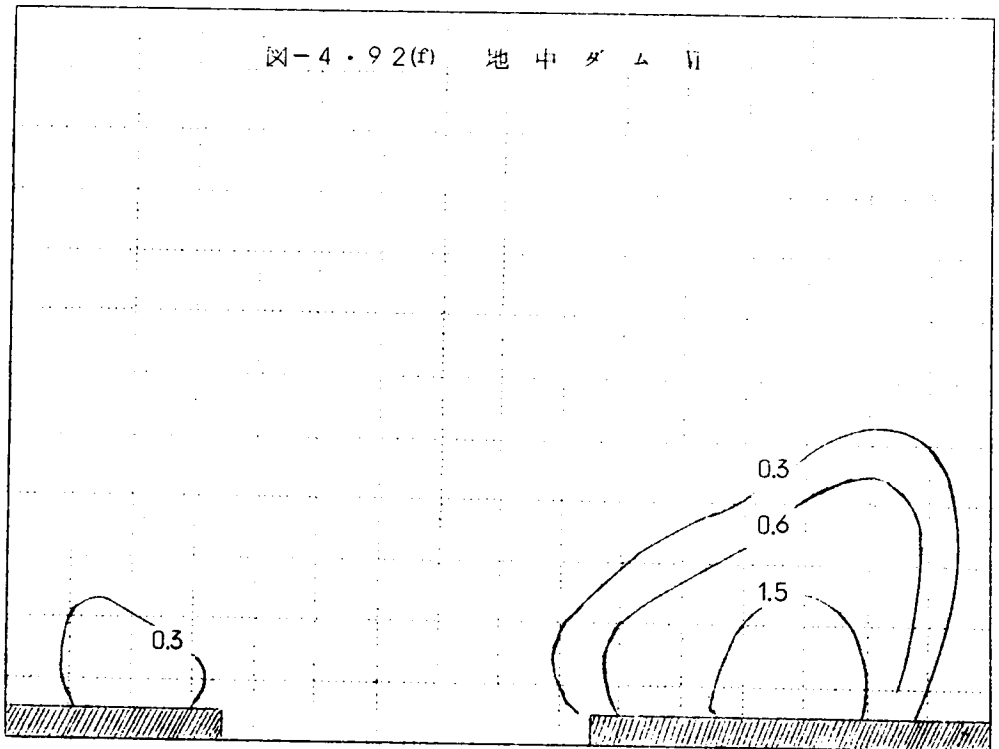


図-4・92(㉔) 地中ダムⅦ

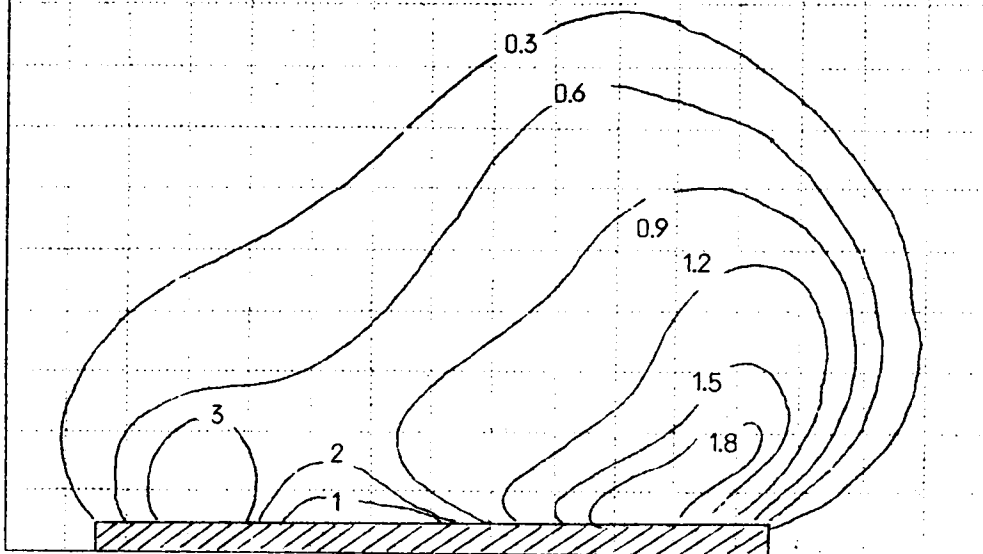
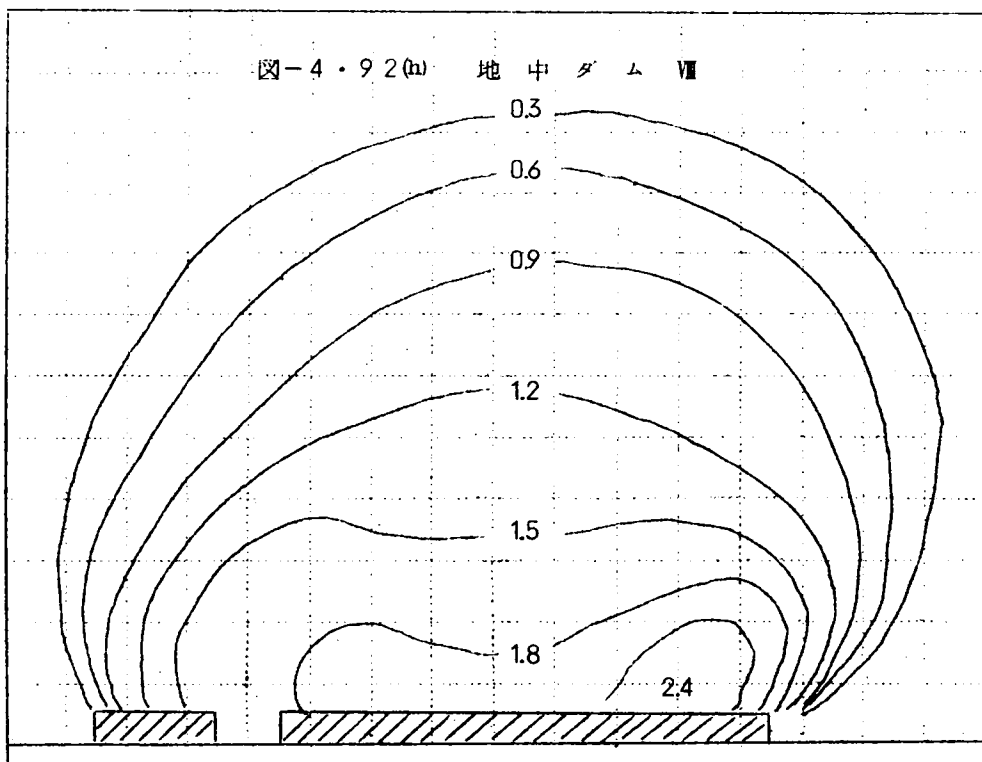


図-4・92(㉕) 地中ダムⅧ



よって、

$$\Delta H = \frac{\Delta h (H_u - H_d)}{h_u - h_d} \dots\dots\dots (4.47)$$

となる。ここに h はモデルの水頭、 H は現地の地下水位であり、添字 u は上流側を、添字 d は下流側を意味する。

したがって現地盤での地下水貯留の増分 ΔS は、モデルでの増分 Δs から次式によって算定することができる。ただし Δs はモデルでの水頭上昇量とその面積の積の合計である。

$$\begin{aligned} \Delta S &= \beta \sum (\Delta L \times \Delta L \times \Delta H_i) \\ &= \beta m^2 \frac{H_u - H_d}{h_u - h_d} \sum_j (\Delta l)^2 \Delta h_j = \beta m^2 \frac{H_u - H_d}{h_u - h_d} \cdot \Delta s \dots\dots\dots (4.48) \end{aligned}$$

ここに、 β : 有効空けき率、 m : 幾何学的相似比 ($= L/l$)、添字 j は各格子節点を示している。

(3) 算 定 例

上記の実験では、 $\Delta l = 10 \text{ cm}$ 、 $\Delta L = 400 \text{ m}$ 、よって $m = 4,000$ である。また、 $(h_u - h_d) = 10 \text{ cm}$ 、 $(H_u - H_d)$ は現地調査より約 30 m 、いま $\beta = 0.2$ をとってこれらを式 (4.48) に代入すると、

$$\Delta S = 9.6 \times 10^9 \Delta s \dots\dots\dots (4.49)$$

となる。図-4.141に示した地中ダムによる地下水貯留量の増分を式 (4.49) によって算定すると約 $2,600$ 万 m^3 となる。

地中ダムの位置、長さによって地下水貯留量がどのように変るかを検討するため、Type I ~ VIII の地中ダムについて地下水貯留量の増分を算定し、結果を表-4.30に示している。ここに L_D は地中ダムの長さである。

表-4.30の $(\Delta S / L_D)$ の値より明らかなように地中ダムは必ずしも長くするのがよいのではなく透水性の大きい地点を選定することが効率を大きくするのに重要である。たとえば I ~ VIII の 8 Type のうち地中ダム単位長さあたりの地下水貯留量が最大となるのは Type I である。

以上、奈良市域における地下水開発に関する調査の一環として、細管網モデルを用いて地中ダムによる地下水貯留の効果、適正位置等について考察した。

さらに詳細な資料については文献 (13) を参照されたい。

表-4・30 地中ダムの位置と地下水貯留量の増分

地下ダム	地下ダムの位置	地中ダムの長さ L_D	貯留量 ΔS	$\Delta S / L_D$
I	4～9	2.4 Km	$2600 \times 10^4 \text{ m}^3$	10830 m^3
II	5～7	1.2	260×10^4	2170
III	0～7	3.0	600×10^4	2000
IV	7～16	3.8	340×10^4	900
V	10～16	2.6	300×10^4	1150
VI	0～3, 10～16	4.0	74×10^4	180
VII		3.2	240×10^4	750
VIII	3～4, 6～8, 11～13	3.2	440×10^4	1380

4・8・5 結 語

4・7, 4・8において, 地下水の開発と規制に関する調査例として奈良市域における地下水の実態調査ならびに地下水揚水, 地下水貯留についての理論的, 実験的検討の一部を示した。

まず, 4・7においては奈良市域の地層の構成の探査, 地下水位の分布の測定, 揚水試験等を実施し, それらの結果から地盤の透水性である「準深」を算定した。これを境界条件として地下水揚水とそれに伴う地下水位の低下, および地中ダムによる地下水位の上昇について計算している。なお, 準深あるいは水位変動量や揚水量の算定についてはすでに第2, 第3章で述べた方法にもとずいている。

また, 4・8においては, 4・7での諸条件を細管網モデルで模擬し, 前節と同様, 地下水揚水, 地下水貯留について実験的に検討した。

いずれも応用例として, 調査あるいは検討結果の一部を示したものであり, さらに詳細なデータについては文献(13)を参照されたい。

参 考 文 献

- 1) 松尾新一郎・河野伊一郎： 地下水規制のための地中ダムの構想，土木学会誌Vol. 53，
No. 3 (1968. 3)，pp. 9～13
- 2) 松尾新一郎： タイ国における地下水開発の構想とそれに伴う土質改良について，東南アジア研究Vol. 3，No. 2 (1965. 9)，pp. 47～61
- 3) 酒井軍治郎： 応用地下水学，朝倉書店 (1967. 6)，p. 322
- 4) 山本荘毅： 地下水の人工かん養について，用水と廃水Vol. 2，No. 8～10 (1960)
- 5) 松尾新一郎・木暮敬二： 土中射出水による土質改良に関する基礎的研究，土木学会関西支部年次学術講演会講演集 (1965. 11)，pp. 63～64
- 6) 松尾新一郎・河野伊一郎： びわ湖周辺地帯の土質，地質，地下水の性状に関する研究，建設省近畿地建研究報告書 (1962. 3)，pp. 91～239，同別冊 (1962. 11)，
pp. 1～85
- 7) 松尾新一郎・河野伊一郎： 奈良盆地の地下水開発に関する研究，奈良県研究報告書
(1964. 3)，pp. 46～124
- 8) 赤井浩一ほか： びわ湖周辺の地質，地下水調査，土木学会誌 Vol. 52，No. 4 (1967.
4)，pp. 24～30
- 9) たとえば，佐々木達治郎： 等角写像の応用，富山房 (1939) pp. 63～64.
- 10) 松尾新一郎・河野伊一郎： 細管網モデルによる地中ダム化の実験，第22回土木学会年次
学術講演会講演概要 (1967. 5)，pp. 80-1～4
- 11) 松尾新一郎・河野伊一郎： 湖水面などの変化に起因する自由地下水の水位変動の解析に関
する研究，土木学会論文集第139号 (1967. 3)，pp. 24～30
- 12) R.F.Scott : Principles of Soil Mechanics, Addison -
Wesley Publishing Co. Inc. (1963)，pp. 154～155
- 13) 松尾新一郎・河野伊一郎： 奈良市域における地下水開発のための調査，奈良県報告書
(1969. 1)，pp. 1～502
- 14) 松尾新一郎・河野伊一郎： 目安堰堤解体に伴うかんがい用地下水開発，建設省報告書
(1968. 12)，pp. 1～63
- 15) 松尾新一郎，河野伊一郎： 地下止水壁による地下水規制に関する実験的研究，土木学会論
文報告集No. 178 (1970. 6)，pp. 53～62

第 5 章 結 論

各章の内容および得られた成果を要約すると以下のとおりである。

第 1 章では： まず，本研究で取り扱う地下水の範囲をいわゆる自由地下水，被圧地下水の循環地下水に限定し，地下水利用の現況，その調査と研究および今後の地下水の開発と規制に関する問題を指摘した。

これに対して本研究の立場および目的を明確にするとともに，各章で取り扱っている問題の概要を示し，それらの内容の相関と位置づけを行なっている。

第 2 章では： 湖水面などの変化に起因する周辺の地下水位変動をとりあげ，地盤の透水性の指標としての「準深」を導入することによって準 1 次元地下水流として取り扱う方法論を立て，その応用例として「びわ湖周辺地帯の地下水位変動の調査」を示した。

(1) 2・2 においては，広域地下水の調査に，地盤の透水性をあらわす「準深」を導入し，まずその定義，算定方法および物理的な意義について論じ，併せて導入した目的とその利害得失について述べた。

(2) 準深は，地下水位が現在の分布を示すためには地盤の透水性がいかにあるべきかを解析して求められる透水容量ともいうべきものである。この準深を定義すれば「平面的な地下水流を考えるとき，平面上の 1 地点の鉛直方向の各層のうち地下水流に参与する層について積分された透水性の大きさを表わす指標」である。

(3) 準 1 次元地下水流の準深 H の算定は式 (2・2) の仮説：

$$(q/k) = \text{const} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 2)$$

のもとに成立する式 (2・3) による。

$$H = (q/k)_a \cdot \frac{1}{1} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 3)$$

(4) 準深を適用することの利点はつぎに述べるとおりである。

広域地下水の調査では，従来の透水係数，透水層厚さの測定に莫大な労力，経費，時間を要する。これに対して準深の算定は比較的簡単な作業で，大局的な地下水性状を把握するには好都合である。また，実際の地下水流が存在する透水層のみが準深の値に参与することになるのでその取扱い方によって信頼性も高くなる。

(5) 準深の適用範囲は、地下水調査を地域調査と地点調査に分けると前者に適応しうるものである。

土中の空げきを水が移動する現象を土中の2点間の水頭差との関連において巨視的に表示したものが周知のDarcyの式であれば、準深の考え方はさらに広く、いくつかの層を流れる地下水を平面上の2点間の地下水位差との関連において議論するものである。

(6) 2・3においては、定常地下水流の水位変化（最終的な水位変化で時間の関数ではない）の計算方法を中心として述べている。

定常準1次元地下水流としての地下水位変化の解析には一般に式（2・15）を用い、差分式による階差的な数値解法を提案した。

$$i \pm \Delta i = (q/k)_a \cdot \frac{1}{H \mp \alpha \Delta h} \quad \cdots \cdots \cdots (2 \cdot 15)$$

とくに、地下水位変化によって地下水流量 q が q' に変化する場合には式（2・16）を用いる。

$$i \pm \Delta i = (q/k)_a \cdot (q'/q) \cdot \frac{1}{H \mp \alpha \Delta h} \quad \cdots \cdots \cdots (2 \cdot 16)$$

ここに、 α は地下水面付近の透水性によって決る。近似的に自由地下水では $\alpha \approx 1$ ，被圧地下水では $\alpha = 0$ である。

(7) 式（2・15）または式（2・16）を用いる場合の距離の差分 Δx のとり方は不等式（2・28）の条件を満足する必要があることを示した。

$$\Delta x < 2H/i \quad \cdots \cdots \cdots (2 \cdot 28)$$

(8) 式（2・2）の仮説のもとに定義された準深を用いて地下水位変化量を計算する場合、この仮説は計算を簡単にするための一手法であって、これからくる誤差は小さい。大局的にその許容範囲を検討し、計算方法の妥当性を検証した。

(9) 2・4においては、定常地下水流としての水位変化の一般的性質について考察している。

とくに、準深の値を大きくとりすぎた場合には、地下水位変化の伝播量および影響範囲は過大評価となり、また逆もいえる。

(10) 地下水位と地下水位変化の伝播量との間には一定の相関々係が成立し、

$$\frac{\Delta h_0 - \Delta h}{h - h_0} = \frac{\Delta h_0}{h_L - h_0} \quad (=一定) \quad \cdots \cdots \cdots (2 \cdot 44)$$

となる。すなわち、地下水位の変化量の減少量（ $\Delta h_0 - \Delta h$ ）と地下水位の増大量（ $h - h_0$ ）との比は一定であり、したがって地下水位勾配が大きいところで地下水位変化量は急激に減少する。

(11) 2・5では、非定常地下水流としての水位変動（時間の関数）の計算方法を中心に述べてい

る。

非定常地下水流としての水位変動の解析には差分式(2・49)を用いること、具体的な計算には電子計算機によること等を提案し、これによって適用範囲が境界条件によって限定されないものとなる。

$$F_m(\Delta t) = F_m + A \left\{ (F_m - G_m)(F_{m+1} - 2F_m + F_{m-1}) + \frac{1}{4}(F_{m+1} - F_{m-1})^2 + \frac{1}{4}(F_{m+1} - F_{m-1}) \times (G_{m+1} - G_{m-1}) \right\} + \frac{\Delta p_m \Delta t}{\beta} \dots\dots\dots (2 \cdot 49)$$

$$A = \frac{k_a \Delta t}{\beta (\Delta x)^2}$$

(12) 式(2・49)を用いるにあたって、解が振動または発散しないためには式(2・58)を満足しなければならないことを示した。

$$|\Delta t| < \frac{2\beta(\Delta x)^2}{k_a H} \dots\dots\dots (2 \cdot 58)$$

(13) その場合、差分式による計算結果と微分式による計算結果との差はせいぜい数%程度である。

(14) 2・6では、地下水位変動の伝播の一般的性質について述べている。

上部に自由地下水帯、下部に被圧地下水帯が存在するような重合の地層構成における地下水位変動の伝播を検討した。その結果、自由地下水帯のみの構造に較べて、重合構造の場合には伝播速度が大きく、かつ初期において遠方まで地下水位変動の影響が及ぶ。しかし時間とともに、自由地下水帯のみの構造の場合の地下水位に漸近するので、長期の地下水位変動を考える場合には両者に大差は認められないことが判明した。

(15) 透水係数が異なる2層から成る帯水層中の水位変動の伝播について、その計算方法を示すとともに、いくつかの透水性の組合せについて検討した。その結果、上層に透水性が小さく、下層に大きい場合には、下層の伝播が大きく、また逆の場合には両層をほぼ等しく水位変動が伝播する。しかし、時間が経過するにしたがって両層の地下水位は漸近する。したがって前項と同様、長期にわたる変化のみを対象とする場合には単層と考え平均的な透水性で代表させてもよい。

(16) 2・7では、応用例としてびわ湖周辺地帯の地下水位変動の調査をとりあげている。とくにびわ湖総合開発計画に伴う地下水位変動の大きさと影響範囲について調査した。

(17) まず、びわ湖周辺の地質、土質構成について考察し、さらに、浅井戸の地下水調査にもとづ

き、図-2・62に示す地下水位等高線図を作成した。

地盤の透水性は一般に上流に大きく、下流に小さいと考えられ、また地下水流は下流に向ってわずかに広がっている。

(18) びわ湖総合開発計画に関連して、びわ湖湖水面が3.0 m低下した場合を想定し、これによる周辺の地下水位低下量、影響範囲を準深を用いて計算し、結果を図-2・64に示している。

(19) また、湖水面が周期変動をする場合には、その変動の周期性は湖岸から離れるにしたがって急激に減衰することがわかった。

(20) びわ湖周辺の被圧地下水位は自由地下水位に比して、一般に数メートル高く、したがって前述の項(10)の性質から、湖水面変化の被圧地下水への影響は相当小さくなるものと考えられる。

第3章では： 地下水開発とそれに伴う地下水位変動の調査に「準深」を導入し、揚水量、地下水位低下量の算定には差分式による数値解法を用いる方法論をたて、その応用例として「奈良盆地における地下水開発のための調査」を示した。

(21) 3・1では、地下水開発のための調査に対する著者の基本的姿勢を述べている。地下水開発量は長期継続揚水可能量でなくてはならないこと、したがってその調査は地域調査であって地点調査のみであってはならない。

ここに、導入している準深は前者の地域調査に適応するものである。

(22) 3・2では、第2章の準1次元地下水流に対して、準2次元地下水流における準深の定義を行ない、その算定方法、適用範囲について述べている。

準2次元地下水流の準深は、式(3・3)の仮説のもとに成立する式(3・4)で定義する。

$$(Q/k) = \text{const} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 3)$$

$$H = (Q/k)_a \cdot \frac{1}{i} \cdot \frac{1}{b} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 4)$$

(23) 3・3では、地下水位等高線、流線網の作成方法およびその利用について述べている。一例として、三方原台地の地下水について、準深を用いて地下水かん養量(降雨浸透による)を解析したところ降雨の約3分の1が地下水に添加されていることが判明した。

(24) 3・4では、準2次元定常地下水流の水位変化の計算法について述べている。

地下水開発(揚水)による地下水位低下の分布は、定常地下水流について差分式(3・13)を用いて Gauss-Seidal Method 等により計算する。

$$F_m^n = \frac{\sum_{j=1}^4 F_j (H_j + H_m^n)}{\sum_{j=1}^4 H_j + 4 H_m^n} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 13)$$

ただし、正方形格子区分である。

(25) 正方形格子区分の1節点に地下水揚水の条件としての水位を与えた場合、その節点を中心として(0.2△1)を半径とする円領域で等しく所定の水位を低下せしめたことに相当することが判明した。すなわち(0.2△1)を半径とする円が井戸理論における井戸半径に相当する。ここに、△1は正方形格子の一辺の長さである。

(26) したがって、揚水量の算定式として式(3・26)を与えた。

$$Q_0 = \frac{1}{2} k_a \sum_{j=1}^4 (F_j - F_0) (H_j + H_0) \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 26)$$

なお、実際には(0.2△1)を半径とする円領域内では何本かの井戸を考えなければならない。これらの各井戸の揚水量の合計が上記の Q_0 である。

(27) 3・5では、準2次元非定常地下水流の水位変動の伝播の計算法について述べている。

計算は差分式(3・32)による。

$$\begin{aligned} F_m^n(t + \Delta t) = & F_m^n(t) + A H_m^n (F_{m+1}^n + F_{m-1}^n + F_{m+1}^{n+1} + F_{m-1}^{n+1} - 4 F_m^n) \\ & + \frac{A}{4} (H_{m+1}^n - H_{m-1}^n) (F_{m+1}^n - F_{m-1}^n) \\ & + \frac{A}{4} (H_{m+1}^{n+1} - H_{m-1}^{n+1}) (F_{m+1}^{n+1} - F_{m-1}^{n+1}) \\ & + \frac{\Delta P_m^n \Delta t}{\beta} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 32) \end{aligned}$$

ここに、 $A = \frac{k_a \Delta t}{\beta (\Delta 1)^2}$ である。

(28) 式(3・32)を用いるにあたり、差分のとり方については解が振動または発散しないために式(3・33)を満足すべきことを示した。

$$\Delta t < \left| \frac{\beta (\Delta 1)^2}{k_a H} \right| \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 33)$$

(29) 非定常地下水流としての解析においても定常地下水流の場合と同様、正方形格子区分の1節

点に境界条件としての水位を与えることは、その節点を中心とし、 $(0.2\Delta l)$ を半径とする円領域の水位を規定したことを意味することが判明した。

(30) また、揚水量 Q_p が条件として与えられる場合には、揚水地点に対して式(3・32)の ΔP に $-Q_p/(c\Delta l)^2$ を代入することによって算定できることが明らかとなった。

(31) 式(3・32)の差分が比較的粗い場合にも計算結果の精度は高く、厳密解との差はせいぜい数%程度であることを示した。この点については定常地下水流の場合の式(3・13)についても同様である。

(32) 対象としている領域全体で地下水位低下による一様な地下水かん養の増分がある場合(たとえば降雨浸透)には、揚水による地下水位低下量は極めて小さくなり、また揚水停止後の水位回復も著しく大きくなる。

(33) 透水係数の異なる2層地盤での地下水揚水の解析結果によれば、上層より下層の透水係数が大きい場合、初期において透水係数の大きい層をより早く水位変動が伝播し、時間の経過とともに両層の水位差は急激に減少する。したがって、広域地下水の取扱いに対しては単層と考えて平均的な透水性を用いても誤差は小さい。しかし、この現象は揚水試験の解析結果等には大きな差をもたらすことが予想される。すなわち透水係数が過大に、貯留係数が過小に評価される原因となる。

(34) 3・6においては、地下水開発のための調査例として奈良盆地の地下水をとり上げた。奈良盆地に散在する浅井戸の調査結果から地下水位等高線図を作成し、これを図-3・62に示している。

(35) 奈良盆地内で電気的地下探査、弾性波地下探査、およびボーリング等を実施しているが、地層構成は極めて複雑で、透水係数や透水層厚さの決定は不可能である。したがって、準深の手法を採用してはじめて地盤の透水性の定量的な取扱いが可能となった。

(36) 奈良盆地内で3地点を地下水開発場所に選定し、揚水位が一定、揚水量が一定の両者の場合について種々に条件を想定し、地下水開発に伴う地下水位低下量を計算した。それらのいくつかを例として示している。

(37) また、大和郡山付近で大規模な揚水を行なった場合を想定し、盆地内の地下水位低下の程度と影響範囲を検討した。

(38) 奈良盆地は溜池の極めて多い地域であるが、この点に着目して、かんがい期以外の溜池の工業用冷却池としての有効な利用を図り、また地下水開発を含めて有機的な用水循環が将来必要であることを述べた。

第4章では： 地下水の積極的な開発と合理的な規制を目的とした地中ダムの構想を中心として、

地下止水壁による地下水位の調節，地下水の貯留など地下水規制について研究した。

(39) 4・2においては，地中ダムの構想の目的および意義について述べた。

地中ダムとは，地下水流の存在する帯水層中に造る地下止水壁である。その目的は地下水の貯留と地下水流，地下水位のコントロールである。

(40) 地下水貯留を目的とする地中ダムにあつては，地盤は一般にその体積の0.2～0.6が空けきからできており，したがって1年の降雨量を均一に地下貯留したとすればわずか数メートルの層厚となり，地下の貯留容量がいかに大きなものかを再認識することができる。

また，地下水位をコントロールするための地中ダムとしては，たとえば湖水面，河水面などの変化に伴う周辺の地下水位変動の影響防止が考えられる。その他，海岸地下水においては，地下水の塩水化防止用としての地中ダムについても検討の余地が十分にある。

(41) 4・3においては，被圧地下水帯中の止水壁と自由地下水帯中の止水壁の規制効果について，定常地下水流として理論的に研究している。とくに，被圧地下水帯中の止水壁については，帯水層の何割を止水するか止水率と地下水位の関係を求めた。その結果，止水率が高くなると指数的に効果が増大することが判明した。

(42) 4・4では，地下止水壁による地下水位上昇，地下水貯留の時間的推移を，非定常地下水流として理論的に研究している。とくに，帯水層の中にレンズ状の不透水層を介在している場合についてその影響を検討した。これは前掲の項目に準ずる。

(43) 4・5では，地下止水壁の効果を実験的に検討するため，新しく細管網モデルを開発している。

細管網モデルは，細管を格子状に接続し，このネット中に粘性流を生ぜしめ，地下水流を模擬させるものである。その主な特徴は3次元地下水流，非定常地下水流の模擬が可能であるばかりでなく，異方性あるいは不均一地盤のモデルの作成も容易である。また実験操作や観測等も簡単である。

なお，細管網モデルの粘性液としてはCMCを用いているが，広く浸透流の実験モデルとして適用しうるものと考えられる。

(44) この細管網モデルによる実験的検討によって地下止水壁のいくつかの性質を明らかにすることができた。地中ダムの形態，深さを種々に変えて，地下水流量，地下水位の規制効果（上昇量）を調べ，地下止水壁の深さが増すにしたがって効果は加速的に増大することが判明した。

(45) 4・6においては，地中ダムの現地への応用として奈良盆地の場合をとりあげ，定常あるいは非定常問題として検討している。

奈良盆地は周囲を山岳，丘陵でとり囲まれ，域外への流出は王寺町の大和川のみであり，あたかも自然が造った巨大な地中ダムと解釈することもできる。

(46) 王寺町付近(大和川が盆地外へ流出する地点)を地中ダムと考え、この地点において(－5.0 m)の地下水利用が行なわれたと仮定するとその影響は図－4・44の破線で示す範囲に及び、その地下水量は約3,700万 m^3 となる。

一方、同地点において＋5.0 mの地下水貯留が行なわれると、その影響範囲は同図－4・44の実線となり、その貯留量の増分は約4,800万 m^3 となる。すなわち両者を合計すれば実に8,500万 m^3 に達する。

(47) 以上は定常地下水流としての解析結果であるから地下水利用、地下水貯留の最大の場合に相当する。いま1年を単位とした水収支を考える場合、非定常地下水流としての解析結果によれば前項の30～40%と考えるのが妥当である。

(48) 地中ダムによる地下水規制の主なる特徴は、

a. 河川ダムのような大規模な工事や、精度の高いものは必ずしも必要でなく、崩かいに対する安全性は問題にならない。とくに、わが国のような地震国にとってはなおさらである。

b. 地中ダムのダム化率が高くなると、漏洩量は加速的に減少し、逆に上流側と下流側の地下水位差は急激に増大する。

c. 比較的小規模な地中ダムであっても水位の上昇は比較的遠方にまで及び、河川ダムのように堤高が高くなくとも効果は大きい。

d. 河川ダムのように家屋や土地の水没という不利は起らず、地表面はほとんど従前どおり利用することができる。

e. 地中ダムの施工には、注入工法や矢板類打込み工法など比較的簡単に造ることができ、しかもその経済的效果を確かめながら漸次、部分的に工事をすすめることができる。

f. 河川ダムでは比較的早く一定水面形に達するのに対し、地中ダムにおいては、特に自由地下水帯では時間的遅れが大きい。したがって地中ダム地点で満水し、越流して後も長時間にわたって上流での地下水貯留が継続される。

(49) 4・7では、地下水開発と地下水規制のための調査例として奈良市域の地下水調査の一部を示した。土質、地質の調査を行ない、地下水調査から地下水位等高線図を作成している。さらに第3章で述べた手法にもとづいて地下水揚水による地下水位変動、地中ダムによる効果等について定量的に検討し、そのうちからいくつかの代表例を示した。

(50) 4・8では、前節4・7の諸事項を実験的に検討することを目的として、奈良盆地の地下水流の細管網モデルを作製し、揚水地点を種々に想定して揚水量と地下水位低下量の関係を調べた。また、とくに奈良市と大和郡山市との境界に地中ダムを想定し、地中ダムの巾および位置と地下水貯留量、地下水位上昇量との相関を検討した。それらのうちの代表例を示している。

将来、用水需要の増大に対処するため高度の地下水利用が必要となる。ここに積極的な地下水利用を目的とする地中ダムの意義が自から増大するものと考えられる。

以上の研究は、広域地下水の開発および規制を行なうに際して実施すべき調査、研究のあり方と基本的な姿勢に関するものを骨子とし、応用例はその方法論を具体的に表示したものである。

したがって各地域での地下水開発と規制については、それら各地域においてこれらの調査が実施され、その結果にもとづいてその特徴を生かした具体策が立てられねばならない。従来はこのような定量的な調査の方法が定まらず、定性的な結果にとどまるものが大半で、これを一歩すすめたところに本研究の意義がある。

また、広域地下水の地域性（特異性）もさることながら、地下水かん養の実態、貯留係数、その他広域地下水の挙動に関する基本的なところにも不明確な問題も数多い。これらの解明にあっては現地における観測資料の詳細な分析が必要であり、その解析方法を示すものとしての意義を見出すことができる。

あ と が き

広域地下水の開発と地下止水壁による地下水規制についての研究をとりまとめた。

前半では、広域地下水の調査に地盤の透水性を表示する「準深」なる概念を導入し、差分的な解法を中心に地下水位変動の調査、地下水開発のための調査の方法を論じ、応用例として、それぞれびわ湖周辺地帯の地下水位変動の調査、奈良盆地における地下水開発のための調査を示した。同時に、地下水位変動に関連する地下水挙動の一般的性状について研究した。

ここに広域地下水の挙動をある程度定量的に把握することが可能となったので、後半では、積極的な地下水開発と合理的な地下水規制を目的とする「地中ダムの構想」をたて、これに関連して地下止水壁による地下水位規制、地下水貯留について理論的、実験的に研究した。その応用例として奈良市域における調査を示した。

本研究によって、従来から放置されていた広域地下水の定量的な取扱いがある程度体系づけられ、より合理的な地下水開発、地下水規制のための調査を実施できる見通しを得た。

しかし、残された問題点は決して少なくなく、これを解明することの重要性を痛感している。今回のまとめを一つの区切りとして、さらに深く問題を掘りさげて行きたいと考えている次第である。

本研究を実施するにあたって終始御指導いただいた京都大学教授松尾新一郎博士に謹しんで御礼申し上げます。また、現地調査にあたっては、松尾研究室に在籍された諸氏ならびに関係各位の絶大なる御協力をいただきましたことに対し深甚の謝意を表します。